

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

FACULTAD DE INGENIERÍAS

CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA

**TESIS PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO
MECÁNICO**

**DISEÑO DE UN MÓDULO DE ENCOFRADO METÁLICO
TRANSPORTABLE TIPO BÓVEDA PARA SOPORTAR UNA
CARGA DE HORMIGÓN DE 12 TONELADAS**

IZA TOAPANTA MARCO VINICIO

DIRIGIDO POR:

ING. CARLOS MALDONADO

QUITO, JULIO DEL 2011

DECLARACIÓN

Yo Marco Vinicio Iza Toapanta declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional y que los conceptos desarrollados, análisis realizados y conclusiones del presente trabajo son de exclusiva responsabilidad del autor.

Quito, 24 de Julio del 2011

Marco Vinicio Iza Toapanta.

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por el Sr. Marco Vinicio Iza Toapanta bajo mi supervisión.

Ing. Carlos Maldonado

DIRECTOR DEL PROYECTO

DEDICATORIA

A mis padres, esposa e hijos
Mateito y Alisson por ser siempre
un apoyo incondicional para poder
cumplir con un gran sueño.

AGRADECIMIENTO

A todos los ingenieros que día a día en las aulas me inculcaron conocimientos y valores, de manera especial al Ing. Carlos Maldonado por el gran apoyo en la culminación de este documento.

Planteamiento del problema

BAGANT ECUATORIANA empresa de calidad, innovadora, líder en la provisión de soluciones para sectores como el metalmecánico y de la construcción por mas de treinta años se encuentra ubicada en la Parroquia de Calderón en la Av. Panamericana Norte Km 10½ y calle Alfonso Moncayo, la misma que se dedica al diseño y construcción de tolvas para volquetas, furgones metálicos, encofrados metálicos, siendo este último uno de sus potenciales productos. Actualmente se encuentra en una etapa de desarrollo de nuevos diseños de módulos de encofrado para túneles dependiendo la necesidad del cliente.

BAGANT ECUATORIANA actualmente no fabrica módulos de encofrados metálicos para túneles que sean de fácil armado en obra y fácil desencofrado, siendo la falta de este tipo de módulos uno de los factores que influyen tanto en el tiempo de trabajo, en la mano de obra y en los costos de producción. Además al realizar este trabajo se expone a los operarios que se encuentran en el interior del túnel a sufrir accidentes ya que el espacio para movilizarse bajo el encofrado es reducido.

Justificación

Con el propósito de optimizar los recursos y solucionar este problema se plantea el diseño de un módulo de encofrado metálico transportable de fácil armado en obra, fácil encofrado y fácil desencofrado, que soporte una carga de hormigón de 12 toneladas, el mismo que permitirá a los operadores movilizarse de mejor manera disminuyendo los riesgos tanto en la salud del operario como en la seguridad de la estructura del encofrado y por último reduciendo el tiempo y los costos de producción. El módulo de encofrado propuesto debe cumplir con los requerimientos de funcionalidad, de seguridad del operario como también de la calidad de producto terminado.

Los materiales a considerarse en el diseño serán aquellos que se puedan encontrar con relativa facilidad en el mercado nacional, esto con miras a facilitar posteriormente el proceso de construcción así como de mantenimiento del módulo.

Objetivo general

Diseñar un módulo de encofrado metálico transportable tipo bóveda que soporte una carga de hormigón de 12 toneladas, que sea de fácil armado en obra, fácil encofrado y desencofrado.

Objetivos específicos

- Investigar los procesos de construcción de túneles de manera general, centrándose en los de tipo bóveda, para determinar las principales restricciones y consideraciones de diseño del módulo. Identificar parámetros que permitan mejorar la funcionalidad del módulo de encofrado al momento del armado en obra, en el encofrado y desencofrado.
- Realizar un proceso de selección entre varias alternativas, que permita obtener la opción más adecuada que se alinee a los parámetros ya establecidos en el marco teórico de este proyecto.
- Realizar los cálculos necesarios bajo las normativas nacionales e internacionales que permitan dar dimensiones a los distintos elementos del módulo, seleccionar los dispositivos normalizados que se requieran para el proyecto. Realizar un presupuesto aproximado de los costos de construcción del módulo de encofrado.

Alcance

El diseño estará centrado únicamente a un módulo tipo bóveda que pueda soportar una carga máxima de 12 toneladas de hormigón. Se hace necesaria una investigación previa en el campo de la Ingeniería civil para entender el comportamiento del hormigón y las principales consideraciones en la construcción de túneles.

El módulo de encofrado metálico transportable propuesto permitirá que el armado en obra, el encofrado y el desencofrado sea de una manera más rápida y segura

disminuyendo las posibilidades de accidentes ocasionados en el proceso de armado como también el tiempo de trabajo empleado ,la mano de obra y el costo del módulo requerido.

El proceso de diseño en sí se lo realizará de todo elemento mecánico involucrado en este proyecto, no se incluye cálculos que tengan relación con el área civil como hormigón, suelos, etc. Como producto final se realizarán los planos de conjunto, sub conjunto y despiece del módulo y sus distintos componentes bajo la normativa establecida para el dibujo mecánico. Se incluirá finalmente un presupuesto aproximado que de una idea del posible costo de construcción así como también las principales conclusiones y recomendaciones.

GLOSARIO

Agregado: elementos que se utilizan para producir el hormigón

Anclaje: fijación al piso o a otro elemento

Árido: partículas de piedra de tamaño normalizado

Arriostramiento: elementos estructurales que impiden desplazamientos

Asa: pieza que permite fijación

Axial: que se refiere a un eje

Barolada: curvada en máquina

Bóveda: construcción en la que el espesor es pequeño comparado con las otras dimensiones

Cantiliver: viga que tiene empotramiento en un solo lado

Carga: fuerza que se aplique sobre un elemento

Centroide: punto centro de una figura

Cimbra: refuerzo o soporte de bóvedas

Cizallar: acción de cortar mediante fuerzas transversales

Clave: es la última pieza de una bóveda

Cono de Abrams: instrumento para analizar la trabajabilidad del concreto

Contratuerca: tuerca que permite el bloqueo de una tuerca

Correa: perfil estructural en forma de G

Curvatura: deformación o alejamiento de la recta

Despiece: separación por elementos constitutivos

Diagrama de cortante: representación gráfica de las cargas perpendiculares al eje

Diagrama de momento flector: gráfico de los momentos flectores sobre un eje

Dovela: miembro lateral de una bóveda

Durmiente: viga colocada sobre el piso

Elasticidad: propiedad física de recuperar la forma después de la carga

Empirismo: resultado obtenido mediante métodos experimentales

Empotrado: que no puede desplazarse

Encofrado: elemento que sirva para fundir piezas de concreto

Esbeltez: relación entre la longitud efectiva y el radio de giro

Esfuerzo: cantidad tensorial

Esmaltado: recubrimiento con esmalte

Estado plástico: estado en el que la deformación es permanente

Estancos: que no permiten la salida de líquidos

Factor de seguridad: relación entre el límite de fluencia y el esfuerzo aplicado

Fatiga: rompimiento de una pieza por carga

Fiabilidad: respuesta de una pieza o máquina en tiempo de trabajo continuo

Fraguado: cambio de fase de líquido a sólido del cemento

Fundición: proceso de vaciar el concreto líquido en un molde

Funicular: curva producida por pesos sobre los que actúa la gravedad

Generatriz: línea que produce una superficie

Grampón: elemento metálico para sujetar piezas al piso

Hormigón armado: mezcla de concreto con refuerzo de acero

Hormigón: mezcla de cemento arena, ripio y agua

Impermeabilización: protección contra la humedad

Imposta: columna de una bóveda

Isostática: curva que tiene la misma forma para diferentes puntos

Isotrópico: material que responde de la misma forma aunque se lo cargue en diferentes planos.

Límite de fluencia: esfuerzo a partir del cual la deformación es permanente en un elemento sometido a tracción

Luz: separación entre piezas

Mampostería: construcción hecha con cemento

Manejabilidad: aptitud para ser moldeado

Momento de inercia: momento de segundo orden de una superficie

Monolítico: que es de una sola pieza

Montaje: colocación de piezas para constituir un elemento

Nominal: medida con la que se designa una pieza

Parámetro: valor de partida

Parrilla: elemento construido con tubos

Placa de montaje: superficie plana que permite colocar y unir piezas o partes

Placa guía: elemento que permite el desplazamiento en un sentido específico

Platina: pieza metálica de sección rectangular

Presilla: elemento de sujeción de piezas

Proceso iterativo: es el que se repite hasta que el resultado sea satisfactorio

Revenimiento: deformación del concreto fresco cuando se quita el molde

Rigidez: propiedad de los sólidos para impedir su deformación

SAE: society of automotive engineers (sociedad americana de ingenieros automotrices)

Salmer: primera pieza de una bóveda

Tecnología: forma de realizar la producción

Tensión: estado de carga en el que la fuerza es paralela al eje de simetría del cuerpo

Teoría de falla: hipótesis que permite predecir el límite de carga

Torque: momento que produce giro

Torsor: elemento relacionado con la torsión

Tubo estructural: elemento metálico construido bajo normas

UNC: rosca americana gruesa

Vibrador: elemento mecánico que permite el movimiento de la mezcla de concreto

Viga curva: elemento estructural cuya directriz no es la línea recta

Zona crítica. Zona para la cual el diagrama de carga corta al eje horizontal y le corresponde un máximo o mínimo en el diagrama de momentos flectores.

ÍNDICE GENERAL

	Pág.
Planteamiento del problema	i
Justificación	i
Objetivo general	ii
Objetivos específicos	ii
Alcance	ii
Glosario	iii

CAPÍTULO I MARCO TEÓRICO

	Pág.
1. Estructura abovedada	2
1.1 Hormigón armado	4
1.1.1 Composición	5
1.1.2 Cemento Portland	5
1.1.3 Agregados finos	7
1.1.4 Agregados gruesos	7
1.1.5 Proporción	8
1.1.6 Consistencia del hormigón	9
1.1.7 Resistencia del concreto a la compresión	11
1.1.8 Hidratación del hormigón	12
1.1.9 Hidratación de los compuestos puros del cemento.	13

1.1.10	Contracción por Fraguado	14
1.2	Encofrados	14
1.2.1	Diseño del encofrado	16
1.2.1.1	Cargas sobre encofrados	18
1.2.1.2	Construcción del encofrado	20

CAPÍTULO II

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

		Pág.
2.1	Prefactibilidad	23
2.2	Módulo metálico	23
2.2.1	Montaje del módulo metálico	25
2.2.2	Desmontaje parcial	30
2.2.3	Desmontaje total	32
2.2.4	Construcción de módulo en madera	32
2.2.5	Criterios de decisión	33
2.2.5.1	Selección del material	33
2.2.5.2	Criterios a evaluarse	35

CAPÍTULO III
DISEÑO DE MÓDULO METÁLICO

	Pág.
3.1 Bóvedas	40
3.2 Paredes laterales	42
3.2.1 Carga sobre las paredes laterales	43
3.2.2 Placas de la pared lateral	45
3.2.3 Verticales de la parrilla	52
3.2.4 Viguetas de la parrilla	58
3.3 Bóveda metálica	65
3.3.1 Funcionamiento estructural	66
3.3.2 Construcción del arco	72
3.3.3 Cargas sobre la lámina cilíndrica	72
3.3.3.1 Esfuerzos anulares	73
3.3.3.2 Esfuerzos longitudinales	78
3.3.3.3 Esfuerzos tangenciales	80
3.4 Viga curva reforzada	83
3.4.1 Cargas sobre la viga reforzada	84
3.4.1.1 Cálculo de solicitaciones	85
3.4.1.2 Análisis de tensiones	86
3.4.1.3 Análisis de deformaciones	92
3.4.2 Análisis del reforzamiento	99

3.4.2.1	Viga de montaje	103
3.5	Estructura vertical interior	107
3.5.1	Columna central	109
3.5.2	Perno de posición	110
3.5.3	Ruedas	119
3.6	Arriostramiento	120
3.6.1	Arriostramiento horizontal	122
3.7	Pernos para montaje	124
3.7.1	Pernos en los seguros de la asas	124
3.7.2	Pernos en las placas de montaje	125
3.7.3	Pernos en las placas de la lámina cilíndrica	126
3.8	Resumen de diseño	128
3.8.1	Materiales para pared lateral	128
3.8.2	Materiales para correa base	129
3.8.3	Materiales para grampón	130
3.8.4	Materiales para estructura vertical	131
3.8.5	Materiales para pernos posicionadores	133
3.8.6	Materiales para viga curva reforzada	133
3.8.7	Materiales para lámina cilíndrica	135
3.8.8	Materiales para cubierta frontal	136
3.8.9	Materiales para guía de grampones	137
3.9	Mantenimiento	139
	Costos unitarios	140

Conclusiones	141
Recomendaciones	144
Anexos	

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Figura	Pág.
1.1 Principales arcos para estructuras abovedadas	3
1.2 Estructuras abovedadas tipo cañón	3
1.3 Nomenclatura de piezas en una bóveda tipo cañón	4
1.4 Cono de Abrams	9
1.5 Desarrollo de resistencia a la compresión del hormigón	12
2.1 Módulo metálico	24
2.2 Colocación de correas base	25
2.3 Correa base y pared lateral con ajustes	25
2.4 Estructura vertical	26
2.5 Ajuste	26
2.6 Montaje de pared lateral y estructura vertical	27
2.7 Perno posicionador	27
2.8 Viga curva reforzada	28
2.9 Viga curva reforzada con las partes móviles desplazadas hacia adentro	28
2.10 Bóveda cilíndrica ensamblada	29
2.11 Presillas en placa barolada	29
2.12 Grampones	29
2.13 Cubierta frontal	30
2.14 Módulo sobre ruedas	31
2.15 Luz entre módulo y bóveda	31

3.1	Vista frontal del túnel	41
3.2	Vista frontal de la bóveda	41
3.3	Parrilla soporte de la pared lateral	42
3.4	Vista frontal de la pared lateral	43
3.5	Vista frontal de la pared lateral de la bóveda	44
3.6	Placa rectangular uniformemente cargada y simplemente apoyada	46
3.7	Sección transversal de la placa	48
3.8	Nueva parrilla soporte de la pared lateral	51
3.9	Vertical de la parrilla	52
3.10	Cargas sobre el vertical de la parrilla	53
3.11	Sección transversal del vertical de la parrilla	55
3.12	Soldadura del vertical de la parrilla	56
3.13	Cargas en la vigueta inferior	58
3.14	Diagrama de cortante en la vigueta inferior	59
3.15	Diagrama de momento flector en la vigueta inferior	59
3.16	Diagrama de momento torsor en la vigueta inferior	60
3.17	Puntos críticos en la sección transversal de la vigueta	60
3.18	Platabanda en la vigueta inferior	64
3.19	Estructura metálica del módulo	65
3.20	Bóveda superior del módulo	66
3.21	Sistema de encofrado de la bóveda superior	67
3.22	Curva funicular	67
3.23	Cargas en la lámina cilíndrica	69
3.24	Deformación y distribución de esfuerzos en la membrana	70
3.25	Esfuerzos cortantes en la membrana	70
3.26	Esfuerzos longitudinales en la membrana	70

3.27	Esfuerzos tangenciales en la membrana	71
3.28	Arco de la lámina cilíndrica	72
3.29	Bóveda de hormigón	72
3.30	Elementos de la lámina cilíndrica	73
3.31	Esfuerzos anulares	73
3.32	Dimensiones de la lámina cilíndrica	74
3.33	Valor de la expresión Z	77
3.34	Esfuerzos longitudinales	79
3.35	Estado biaxial de esfuerzos en la lámina cilíndrica	81
3.36	Esfuerzos tangenciales	81
3.37	Semi arco metálico de la viga curva reforzada	83
3.38	Viga curva reforzada	83
3.39	Cargas en la viga curva	85
3.40	Esfuerzos en vigas curvas	86
3.41	Incrementos infinitesimales en la sección transversal	87
3.42	Sección longitudinal de la viga curva	91
3.43	Giro debido a la carga normal	93
3.44	Estado de carga de la columna y patrón de deformación	100
3.45	Esquema de la viga de montaje con los parantes recortados	103
3.46	Diagrama de cargas en la viga de montaje	103
3.47	Viga equivalente de la viga de montaje	105
3.48	Diagrama de cortante	105
3.49	Diagrama de momentos flectores	106
3.50	Estructura metálica del módulo	107
3.51	Proyección isométrica de la estructura vertical interior	108
3.52	Vista frontal de la estructura vertical interior	109

3.53	Perno de posición	111
3.54	Forma de la rosca UNC del perno	115
3.55	Forma de la rosca UNC de la tuerca	115
3.56	Sección transversal de la rosca UNC del perno	116
3.57	Hilo de la rosca como viga en cantiliver	117
3.58	Anclaje de la correa base y pared lateral al piso	120
3.59	Arriostramiento horizontal	122
3.60	Perno sujeta asas	124
3.61	Perno sujeta placas de montaje	126
3.62	Presilla	126
3.63	Pivote para la presilla	127
3.64	Dimensiones de presilla	127
3.65	Dimensiones exteriores de la pared lateral	128
3.66	Dimensiones de las asas	129
3.67	Dimensiones de correa base	129
3.68	Dimensiones del grampón	130
3.69	Dimensiones de la estructura vertical	131
3.70	Dimensiones de un sujetador de asas	132
3.71	Dimensiones de un perno posicionador	133
3.72	Dimensiones de viga curva reforzada	134
3.73	Dimensiones de perno de ajuste en la parte móvil	135
3.74	Dimensiones de piezas de lámina cilíndrica	135
3.75	División de la parte curva de la cubierta frontal	136
3.76	Trazo de sectores circulares en lámina estándar	136
3.77	Colocación de grampones en cubierta frontal	137
3.78	Guía de los grampones	137

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla	Pág.
1.1 Componentes del cemento	5
1.2 Tipos de cemento Portland	6
1.3 Cantidades necesarias para elaborar 1 m ³ de concreto	8
1.4 Trabajabilidad y fluidez de las mezclas	11
1.5 Presión en losas	18
1.6 Presión en tabiques	19
2.1 Matriz de factibilidad para madera	36
2.2 Matriz de factibilidad para metal	36
2.3 Matriz de operacionalidad para madera	37
2.4 Matriz de operacionalidad para metal	37
3.1 Parámetros de diseño	40
3.2 Factores de corrección de energía de deformación para cortante	94
3.3 Constante C de condición de extremos	101

CAPÍTULO I

MARCO TEÓRICO

La construcción moderna fundamenta el desarrollo de sus obras, en la utilización de una mezcla de cemento portland, aglomerados gruesos, finos, agua y aire, por sí sola esta masa fraguada, soporta los esfuerzos normales que produce el estado de compresión, pero no es capaz de resistir los esfuerzos normales y cortantes debidos a los estados de carga de tracción, flexión y torsión respectivamente. Con el propósito de mejorar sus propiedades físico-mecánicas, se adicionan a las piezas a fundirse, varillas de hierro o malla electro soldada, esta última condición hace que la combinación de cemento y hierro reciba el nombre de hormigón armado.

El hormigón se elabora en estado plástico, la obtención de la forma y demás detalles de la pieza a fundirse implica la utilización de moldes, éstos debe ser capaces de soportar las cargas propias del material y las que adicionalmente se produzcan en las etapas de depósito y fraguado, además, deben ser lo suficientemente estancos, para impedir la pérdida de agua de la mezcla. Los moldes son elementos que se emplean hasta que la mezcla adquiere resistencia suficiente para ser auto soportante.

La preparación del hormigón en estado plástico, es una particularidad que establece ciertas restricciones, pero al mismo tiempo origina algunas ventajas, una de ellas la moldeabilidad, propiedad que brinda al proyectista gran autonomía para la elección de formas y tamaños, gracias a ella, es posible construir estructuras como: placas de diferente configuración geométrica y los cascarones que en otro material serían muy difíciles de obtener.

Otra característica para mencionar, es la facilidad que presenta el concreto para conseguir continuidad en la estructura de las diferentes obras, las construcciones de hormigón armado son esencialmente monolíticas, como consecuencia del proceso constructivo, por tanto, está garantizada la continuidad, mientras que en otros procedimientos constructivos, conseguirla es un problema difícil de resolver, tanto en el diseño como en la ejecución.

Toda obra civil requiere de un molde para almacenar la carga de concreto en estado plástico, el molde se denomina encofrado en el caso de las construcciones civiles, la forma y tamaño de éste son variables y siempre tiene que adaptarse a las necesidades del constructor. Entre los diferentes modelos de construcción, el presente proyecto propone construir un molde metálico, que permita la elaboración de estructuras tipo bóvedas apoyadas en muros o en pilastras.

1. ESTRUCTURA ABOVEDADA

La frase que antecede, se aplica a una obra de mampostería construida de modo que su sección transversal sea una curva continua, está constituida por un conjunto de partes, que se combinan en forma ordenada para cumplir una misión específica, ésta es, cubrir el espacio comprendido entre dos muros o una serie de pilares alineados en los laterales. Caracteriza fundamentalmente a estas edificaciones, el hecho, que el espesor es muy pequeño comparado con las dimensiones del ancho o el largo.

En la literatura técnica de la Arquitectura, se puede advertir que, el descubrimiento por parte de los constructores, que la principal sollicitación de los elementos de una bóveda es la de compresión y que entre ellos se establece el efecto cuña, los llevó a fabricarlas, utilizando bloques de piedra tallados o ladrillos, con la adición de un aglomerante o mortero, aunque se puede prescindir de él, cuando los segmentos tienen espigas y canales para trabado.

Las estructuras abovedadas reciben diferentes nombres de acuerdo a la configuración del arco de su sección transversal, la que se mantiene constante a lo largo de la estructura: las figuras más comúnmente empleadas son el arco ojival, que produce la bóveda ojival y el de medio punto, que produce la bóveda de cañón o medio cañón, como se indica en la siguiente figura

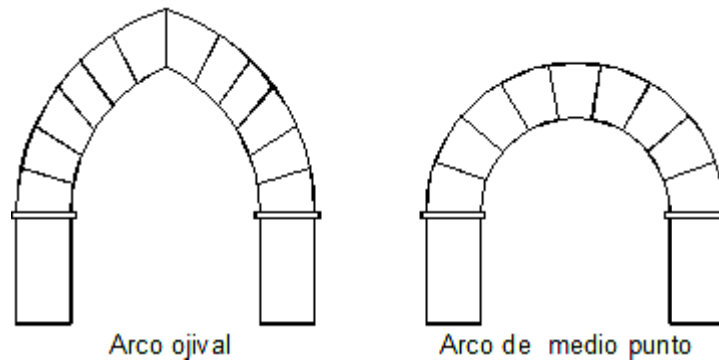


Figura1.1 Principales arcos para estructuras abovedadas

Fuente: autor

En el presente proyecto se escoge una bóveda con sección transversal constante de arco de medio punto, bóveda de cañón, como se indica en la figura siguiente.

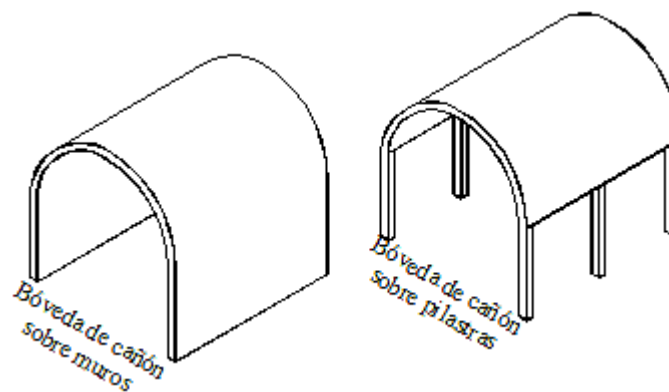


Figura 1.2 Estructuras abovedadas tipo cañón

Fuente: autor

La aparición de las bóvedas como modelo de construcción es de larga data y, aún en la actualidad, es posible encontrar varios ejemplos de éstas en construcciones monumentales, como palacios, iglesias y puentes, desde aquellas épocas hasta la presente se conservan los términos técnicos empleados para su denominación, como puede observarse en la figura siguiente:

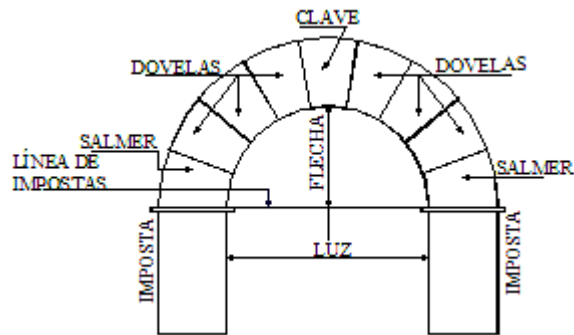


Figura 1. 3 Nomenclatura de piezas en una bóveda tipo cañón

Fuente: autor

Actualmente se utilizan las bóvedas para construir galerías, túneles, cubiertas de grandes luces, en general todas aquellas obras donde los elementos que trabajan a flexión pueden resultar desventajosos desde el punto de vista técnico o económico. Las bóvedas modernas, se construyen empleando hormigón armado.

1.1 Hormigón armado

En este proyecto de investigación, existen dos materiales de trabajo para el desarrollo del mismo: acero y hormigón armado, el primero es suficientemente conocido y tratado por las diferentes asignaturas de la carrera de Ingeniería Mecánica, mientras que el segundo resulta poco habitual en el pensum de la carrera.

Mi punto de vista respecto al conocimiento del Ingeniero Estructural sobre el concreto es que la mayoría de los diseñadores estructurales, con honrosas excepciones, carece del conocimiento necesario sobre el comportamiento del concreto. Las Universidades no lo enseñan, como quedó demostrado en una encuesta hecha por la Asociación de Cemento Portland en el 2005: únicamente el 22% de los Departamentos de Ingeniería Civil de Estados Unidos exige un curso completo, de un semestre en tecnología del concreto. El conocimiento que se adquiere en el trabajo es demasiado fragmentado o dependiente del azar y sin el rigor científico adecuado.¹

¹ GÓMEZ J, Memorias de la Conferencia “Durabilidad del Concreto” SIKA – Ecuador , Abril 2010

Lo expuesto obliga a dedicar un espacio suficiente para establecer sus características principales y la forma como inciden en el desarrollo del proyecto.

1.1.1 Composición

Los componentes principales del hormigón son cemento Portland, agua y aire, que puede entrar en forma natural y dejar unas pequeñas cavidades o se puede introducir artificialmente en forma de burbujas, mediante un compresor. También existen los comúnmente denominados, agregados, que son materiales de origen pétreo, éstos se diferencian por su tamaño, se les conoce como agregados finos y gruesos.

1.1.2 Cemento Portland.

En la ingeniería civil y el campo de la construcción se designa como cemento en general, a un aglutinante o aglomerante hidráulico, es decir, un material inorgánico finamente dividido que, mezclado con agregados pétreos (árido grueso o grava más árido fino o arena) y agua, crean una mezcla uniforme, manual y plástica capaz de fraguar y endurecer en virtud de reacciones y procesos de hidratación. El cemento no es un compuesto químico simple, si no que es una mezcla de muchos compuestos. Cuatro de ellos conforman el 90% o más del peso del cemento, como se puede observar en la tabla siguiente:

TABLA 1.1 Componentes del cemento

NOMBRE	FÓRMULA	PORCENTAJE
Silicato dicálcico	Ca_2SiO_4	32%
Silicato tricálcico	Ca_3SiO_5	40%
Aluminato tricálcico	$\text{Ca}_3\text{Al}_2\text{O}_6$	10%
Ferro aluminato tetracálcico	$\text{Ca}_4\text{Al}_2\text{Fe}_2\text{O}_{10}$	9%
Sulfato de calcio I	CaSO_4	2-3%

Fuente: González Oscar: Aspectos fundamentales del concreto reforzado, pág. 120

El cemento portland químicamente puede ser definido como un alúmino silicato de calcio, debe su denominación a la similitud en apariencia con las rocas que se localizan en la isla de Portland, en el condado de Dorset en Inglaterra, país donde fue patentado por Joseph Aspidin en 1824. “En el territorio Ecuatoriano deberá observarse la norma NTE INEN 152 para cemento portland”². Son dos los requerimientos fundamentales de la industria de la construcción: resistencia y durabilidad, y dado que estas variables son dependientes del tipo y calidad de pasta usada, existen cinco variedades de cemento portland como indica la tabla siguiente:

TABLA 1.2 Tipos de cemento portland

Tipo I	<u>Cemento Portland Estándar</u> .- Para concreto normal si propiedades especiales
Tipo II	<u>Cemento Portland Modificado</u> .- Utilizado donde el concreto terminado está expuesto al ataque moderado de sulfatos, como es el caso de suelos o aguas subterráneas con bajo contenido de sulfato
Tipo III	<u>Cemento Portland de alta resistencia inicial</u> .- Utilizado donde se requieren altas resistencias a corto tiempo
Tipo IV	<u>Cemento Portland de baja temperatura</u> .- Utilizado donde la cantidad y velocidad de aumento de temperatura generada en el proceso de fraguado debe ser mantenida en un mínimo.
Tipo V	<u>Cemento Portland de alta resistencia a los sulfatos</u> .- utilizado en los concretos expuestos a la acción muy severa de los sulfatos.

Fuente: Manual de Consolidación WACKER Pág. 4

Los agregados se definen como materiales granulares que constituyen entre el 60 y 80% del volumen total del concreto, en diversos estudios realizados sobre la calidad final del concreto, se ha llegado a determinar que ésta depende, en alto grado del cuidado tomado en la selección y la calificación de los agregados. Se puede mencionar como ejemplo que, uno de los factores que afecta la contracción es la cantidad de agregado fino que pasa por la malla N 200 y que, la adherencia interna disminuye por la presencia de limos arcillas y materiales desmenuzables.

² Código Ecuatoriano de la Construcción: 3.2.1 a

La ocupación de los agregados en el concreto, tiene como objetivo establecer una armadura rígida y estable, lo que se logra uniéndoles con una mezcla de cemento y agua, la función de ésta cuando el concreto está fresco, es la de lubricar a las partículas de agregado otorgándoles cohesión y trabajabilidad. En el territorio nacional la selección de los agregados debe estar de acuerdo con la norma “Áridos para hormigón. Requisitos (NTE INEN 872)”³

1.1.3 Agregados finos

Los agregados finos o arenas consisten en arenas de tipo natural extraída del lecho de los ríos, lagos, depósitos volcánicos y arenas artificiales que se producen por métodos de trituración, el tamaño de estos agregados está entre 0.075 y 4.75 mm. Para su empleo en la elaboración de hormigón es recomendable, que éstos no contenga partículas demasiado finas, ni impurezas como arcilla, limo, materia orgánica o partículas livianas.

1.1.4 Agregados gruesos

Los agregados gruesos o gravas, consisten en materiales extraídos de rocas de cantera, triturados o procesados, piedra bola o canto rodado, escorias de altos hornos, cuyas partículas comprenden tamaños que van desde 4.75 mm a 3 pulgadas, para los fragmentos más grandes, pudiendo contener fragmentos de arena y roca.

El tamaño máximo nominal del árido grueso no será superior a:

- a. $1/5$ de la separación menor entre los lados del encofrado
- b. $1/3$ de la altura de la losa
- c. $3/4$ del espaciamiento mínimo libre entre las varillas o alambres individuales de refuerzo, paquetes de varillas, cables o ductos de pre-esfuerzo⁴

³ Código Ecuatoriano de la Construcción: 3.3.1 a

⁴ Código Ecuatoriano de la Construcción: 3.3.3

1.1.5 Proporción

Las proporciones en que deben combinarse los materiales se denominan diseño de una mezcla. Este diseño debe realizarse en laboratorios especializados con procedimientos establecidos para este propósito, generalmente las cantidades establecidas para un propósito en particular se expresan proporcionalmente, tomando como unidad la cantidad de cemento en masa o volumen. Por ejemplo la mezcla: 0.6, 1,2, 3 significa que hay que utilizar por cada Kg. de cemento, 0.6 litros de agua, 2 litros de arena (2dm^3) y 3 litros de ripio (3dm^3). Según su aplicación se alteran las proporciones de la mezcla, de 1,2,3 a 1,2,4 y a 1,3,5 la cantidad de agua que se añade estas mezclas es de 1 a 1.5 veces el volumen de cemento. Para obtener hormigón de alta resistencia el contenido de agua debe de ser bajo, solo el suficiente para humedecer toda la mezcla. “En general, cuanta más agua se añada a la mezcla, más fácil será trabajarla, pero más débil será el hormigón cuando fragüe.”⁵

TABLA 1.3 Cantidades necesarias para elaborar un metro cúbico de concreto

Agregado grueso, máxima dimensión 0.019 m⁶

Cemento	Arena	Grava	Agua	Fatiga a la ruptura a los 28 días
[Kg]	[m ³]	[m ³]	[m ³]	[Kg. / cm ²]
400	0,396	0,792	0,208	230
418	0,552	0,552	0,234	205

Fuente: Agenda del Constructor, Cámara de la Construcción de Quito 2004, pág.139

⁵ MARKS. L, Manual del Ingeniero Mecánico, p. 882

⁶ Cámara de la Construcción de Quito: Agenda Práctica del Constructor 2007, pág. 139

1.1.6 Consistencia del hormigón

La cantidad de agua que debe utilizarse para cada mezcla es variable, depende de la humedad que tengan los materiales y este parámetro cambia en todo momento, porque depende de las condiciones climáticas, debe tomarse en cuenta que la elaboración del hormigón siempre se hace al ambiente. La mejor forma de controlar la cantidad de agua en la mezcla, es medir frecuentemente su consistencia mediante el asentamiento en el cono de Abrams. Para obras de pequeña magnitud se puede controlar la cantidad de agua de mezclado mediante el asentamiento en el cono de Abrams, éste es similar al que indica la figura. Cuando se trata de obras de cierta magnitud, deben realizarse ensayos de laboratorio

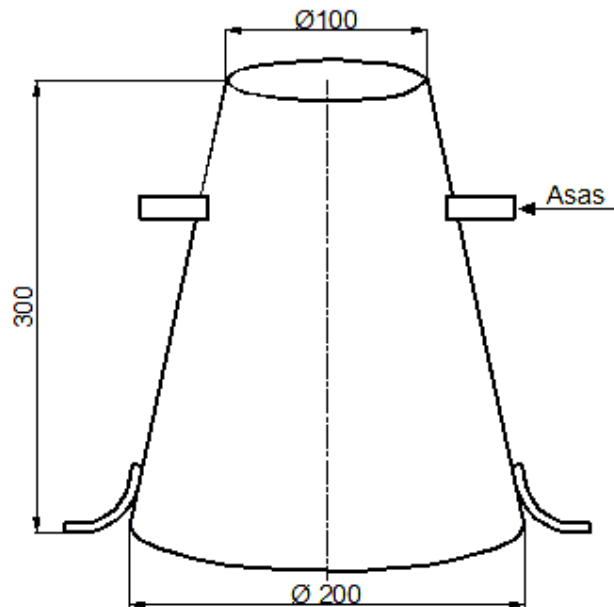


Figura 1.4 Cono de Abrams

Fuente: ADELCA: Manual para refuerzo preformado, pág. 14

El concreto recién preparado debe reunir tres cualidades: Consistencia, fluidez y manejabilidad, a esta última también se la denomina trabajabilidad y constituye el parámetro que indica la mayor o menor posibilidad de moldear eficientemente el concreto, para medir la consistencia del hormigón se realiza una prueba que se denomina revenimiento, la que consiste en la realización de los siguientes pasos:

- a) El cono de Abrams, generalmente se construye en lámina de acero negro lisa de 4 mm., de espesor, en el que debe procurarse no existan rebordes longitudinales por doblado o soldadura, los filos de los círculos superior e inferior deben ser doblados hacia afuera
- b) Se moja el molde en su parte interior y se lo coloca sobre una superficie dura también mojada. generalmente se usa una plancha de acero que soporta al molde en su parte inferior, se debe procurar que el conjunto esté nivelado.
- c) Se llena el molde con el concreto en una primera capa, el volumen de ésta es alrededor de la tercera parte del volumen del cono.
- d) Se compacta esta capa con una varilla de acero, dando 25 golpes bien repartidos en la masa del hormigón.
- e) La forma más eficiente es golpear en círculos concéntricos o en forma helicoidal desde la periferia hasta el centro. Los primeros golpes no deben ser muy violentos para no abollar el fondo de la bandeja o lámina sobre la cual se asienta el cono; la varilla solo debe llegar hasta el fondo.
- f) Se llena con hormigón hasta las dos terceras partes del volumen y se repite la compactación con 25 golpes, pero esta vez la varilla no debe llegar hasta el fondo, solo debe atravesar esta capa y penetrar 2 o 3 cm, en la capa subyacente.
- g) Finalmente se llena el molde y se repite la compactación, cuidando de que siempre haya hormigón en exceso.
- h) Se nivela el molde con la misma varilla.
- i) Después de nivelado el hormigón se sujeta el molde por las asas presionando hacia abajo.
- j) Se levanta el molde verticalmente y se deja el hormigón libre.
- k) La masa del hormigón libre se va a deformar o escurrir, entonces se coloca el molde junto a la masa de hormigón y se mide el descenso de lo que fue aproximadamente el eje de la cara superior, comparándolo con la altura del molde. Este valor en centímetros, representa el asentamiento que es una medida de la consistencia del hormigón a la que se denomina revenimiento.

La tabla siguiente, da valores de revenimientos recomendados para, algunos tipos de trabajos:

TABLA 1.4 Trabajabilidad y fluidez de las mezclas

TRABAJABILIDAD	FLUIDEZ	REVENIMIENTO	APLICACIONES
Muy baja	Seca	1 - 2 cm.	Uso vial, presas, pilas de puentes, rellenos, pavimentos
Baja	Semiseca	2 - 5 cm.	Prefabricados, cimientos
Media	Plástica	5 -10 cm.	Uso general, lozas, trabes y muros de sección grande
Alta	Fluida	10 - 15 cm.	Columnas, muros y formas de sección reducida, con gran cantidad de refuerzos y de difícil acceso
Muy alta	Muy fluida	> 15 cm.	Hormigones de alto desempeño

Fuente: Cementos Selva Alegre; Manual de Información 2008, Pág. 6

1.1.7 Resistencia del concreto a la compresión

En condiciones normales el hormigón se fortalece con el paso del tiempo. La reacción química entre el cemento y el agua que produce el endurecimiento de la pasta y la compactación de los materiales que se introdujeron en ella requieren tiempo. Esta reacción es rápida al comienzo para hacerse mucho más lenta conforme transcurre el tiempo. Si existiese la presencia de humedad continua, teóricamente se acepta, que el hormigón sigue endureciéndose de por vida. Se conoce que la resistencia del hormigón recién vertido es de 70.31 g/cm^2 , al día siguiente, 316.38 g/cm^2 , una semana después, 421.84 g/cm^2 , al mes siguiente y 597.61 g/cm^2 pasados cinco años.⁷ La curva del desarrollo de la resistencia a la compresión del hormigón, se muestra en la figura siguiente:

⁷ Cámara de la Construcción de Quito: Manual de Resistencia del Concreto, pág. 36

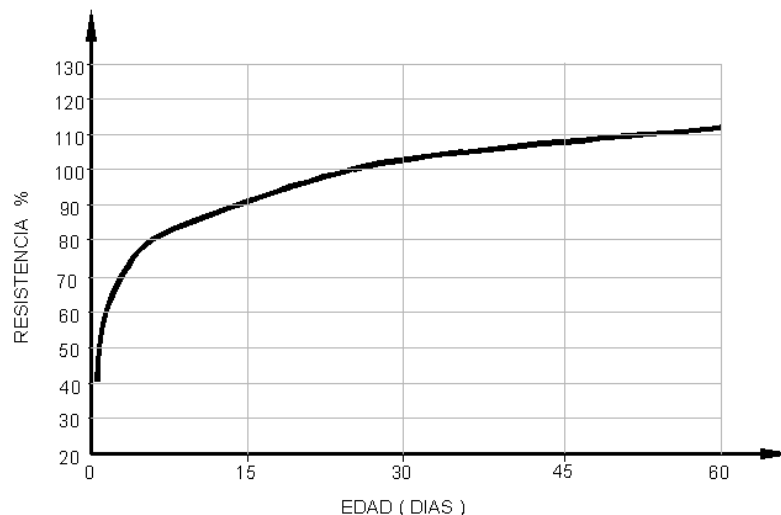


Figura 1.5 Desarrollo de resistencia a la compresión en el hormigón

Fuente: Cámara de la construcción de Quito: Manual de resistencia del concreto, pág. 36

1.1.8 Hidratación del hormigón

El endurecimiento y fraguado del hormigón es el resultado de procesos químicos y físicos entre el cemento portland y el agua, que se denominan hidratación. El clinker de cemento Portland contiene 4 compuestos químicos mayoritarios, los minerales de clinker, que son: C3S = silicato tricálcico, C2S = silicato dicálcico, C3A = aluminato tricálcico y C4AF = ferrita aluminato tetracálcico (Esta fórmula es la composición promedia de una serie de soluciones sólidas entre C6A2F y C6AF2), junto con varios compuestos minoritarios, como MgO, cal libre y sulfatos de álcalis.

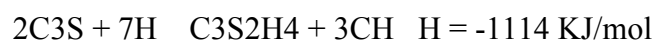
Al salir del horno el clinker es enfriado y luego es molido junto con yeso $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ o más abreviado 2 CSH, formándose así el cemento Portland. La cantidad de minerales principales en el clinker puede variar y por eso el cemento Portland puede tener distintas propiedades. Los minerales C3S y C2S constituyen, generalmente, el 75-80 % del peso del cemento Portland. Las distintas propiedades se refieren, principalmente, a las diferencias en contenidos de C3S y C3A.

1.1.9 Hidratación de los compuestos puros del cemento.

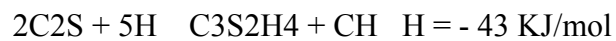
Las reacciones químicas que describen la hidratación del cemento son muy complejas. Para poder entender los procesos químicos que determinan el fraguado del cemento, es necesario estudiar la hidratación de cada uno de los minerales de clínker por separado. Esto supone que la hidratación de cada compuesto es un proceso independiente de los otros procesos que tienen lugar durante la hidratación del cemento. Esta es una suposición y no siempre es válida, ya que las reacciones entre los compuestos de hidratación pueden tener consecuencias importantes pero, por lo menos con respecto a la hidratación de los silicatos, la suposición es bastante representativa. Las características tratadas se refieren a la hidratación de un cemento mezclado con agua para simular las condiciones del hormigón.

Silicatos de calcio.

Los dos compuestos de silicato cálcico tienen casi el mismo proceso de hidratación. Sólo se distinguen por la cantidad de $\text{Ca(OH)}_2 = \text{CH}$ que se forma y por la cantidad de calor de hidratación liberado durante las reacciones.



(silicato tricálcico) (agua) (C-S-H) (hidróxido de calcio)



(silicato dicálcico) (agua) (C-S-H) (hidróxido de calcio)

El producto principal de la hidratación es un hidrato de silicato cálcico. La fórmula $\text{C}_3\text{S}_2\text{H}_4$ sólo es una aproximación, porque la composición de este hidrato puede variar en un intervalo bien amplio. Es una materia no cristalina de composición variable (geliforme), que forma partículas muy pequeñas (menos de 1 micra en cualquier dimensión). La denominación C-S-H gel refleja esas propiedades. Por el contrario, el hidróxido de calcio es una materia cristalina con una composición fija.

1.1.10 Contracción por fraguado

Todo producto elaborado con cemento portland, sufre una contracción al momento de fraguarse, el fenómeno no se produce si a la mezcla se agrega algún agente expansor, que es el caso de muchos constructores en el país. El fenómeno de la contracción de cementos aún no está completamente definido, ni constituye en un proceso que pueda ser cuantificado con precisión, puesto que los cambios que ocurren se dan solo a nivel microscópico y están altamente influenciados por las condiciones ambientales de hidratación y curado, como son: temperatura ambiente, humedad relativa y condiciones de lluvia, para las fundiciones en campo abierto.

Las contracciones que ocurren en la pasta de cemento hidratada son de dos tipos: por carbonatación y por secado, los dos fenómenos ocurren simultáneamente, pero el que involucra al fenómeno de secado es el de mayor significación. La contracción por carbonatación ocurre debido a que el hidróxido de calcio $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$ liberado durante la hidratación reacciona con el bióxido de carbono (CO_2) de la atmósfera para formar un carbonato de calcio (CaCO_3), el cual se deposita en algún lugar de la pasta, la disolución del hidróxido de calcio y las tensiones producidas por el agua del gel, ocasionan una reducción de espacio, debido a que el fenómeno de contracción se da solamente a nivel superficial, se considera que no es perjudicial para el resto de la masa, por lo que generalmente se desecha como elemento que tenga incidencia en el cálculo de la estructura del encofrado.

1.2 Encofrados

Los edificios construidos con estructuras de hormigón armado, a diferencia de otros metálicos o de madera, tienen la particularidad que todos sus componentes debe ser moldeados en matrices u hormas, que en lenguaje de la construcción se llaman encofrados.

Encofrado es el término optado, para designar a un conjunto de elementos de utilización temporal, usualmente de madera, que se disponen en forma de arreglos específicos, de manera que constituyan un módulo que permita receptor y mantener al hormigón en el sitio de colado, para darle aspecto y lograr que sus superficies o paramentos adquieran las dimensiones especificadas, forma, y textura deseada. Los encofrados así cumplen con la función de un molde aunque el término molde, actualmente se reserva para la fabricación de piezas prefabricadas. Puesto que el hormigón líquido se vierte en el interior de los encofrados, los laterales de éstos a los que generalmente se denomina costeros, deberán ser capaces de soportar, siquiera en forma transitoria la presión hidrostática de la masa fluida cuyo peso gravitará sobre el fondo del molde. Para conseguir que las superficies del concreto presenten las facetas geométricamente definidas en los planos sin alabeos ni irregularidades, el conjunto costeros y fondo deberán siempre estar suficientemente arriostrados y reforzados con elementos rígidos.

Es necesario determinar que un encofrado está compuesto de dos elementos, el molde o caja y la estructura que lo soporta, ambos de utilización provisional. Estructuralmente hablando los marcos, a los que también se denomina cimbras y los puntales, son elementos cuya función es netamente resistente y estabilizadora, hasta cierto punto trabajan de modo independiente al de las cajas. Se debe tomar en cuenta que si la pared de una caja cede, se perderán unos cuantos metros cúbicos de hormigón y con ello el retraso en la programación de la obra, si la estructura es la que falla, el accidente puede acarrear incluso la pérdida de vidas humanas.

Los encofrados se elaboran en madera, cuando se prevén pocas reutilizaciones de ellos. Para construcciones repetitivas de una misma pieza, se proyectan moldes que emplean materiales metálicos, plásticos, fibra de vidrio o resina. En el caso de los moldes metálicos es preciso proyectarlos de forma que su retirada o desmoldeo sea una operación rápida y sencilla, los moldes metálicos generalmente formados por planchas enmarcadas por elementos rigidizadores se ensamblan y ajustan mediante, pernos, tornillos, grapas, chavetas u otros elementos de montaje más o menos sistematizados.

1.2.1 Diseño del encofrado

Como elementos constitutivos dentro de un proceso constructivo que involucre el uso de hormigón armado, los encofrados en muchas ocasiones, no son considerados con la importancia que a los mismos se les debiera dar, tanto por su función, como por el costo que pueden representar dentro de la obra

Generalmente los encofrados no son temas académicos o no forman parte de los temarios de los programas de las materias de la Universidad, en la mayoría de las obras no se diseñan o calculan, sus cuadraturas y colocación se deja en manos de obreros especializados. Además se tiene que salvo raras excepciones es competencia exclusiva del contratista la elección tanto del sistema como de los materiales del encofrado. Como término medio, el coste de los encofrados rebasa el 30% del costo del hormigón colocado y no sería nada extraño que en algunos casos alcance el 50%. La importancia de esta partida es tan fuerte, que se podría afirmar, que el beneficio que una obra puede reportarle al constructor, depende en gran medida del acierto en la elección del tipo de encofrado.

La economía de una estructura, no se basa únicamente en el ahorro de un volumen dado de materiales, hormigón y acero componentes de la estructura, sino que es la suma de esas dos partidas más el costo de encofrados. Es conocido el hecho, que en un edificio de varios pisos las columnas que lo soportan reciben la carga acumulada de los pisos superiores, al pasar de una planta a la superior la carga actuante disminuye, por tanto la sección transversal de la columna podría disminuir. A pesar que esta reducción supone un ahorro en el volumen de hormigón se lo ignora, se mantiene la misma sección transversal en dos o tres plantas a fin de repetir el mismo encofrado, por considerase que así se consigue una mayor economía que en el ahorro del hormigón. El diseño de la construcción debe ser adaptado al uso múltiple del encofrado y que éste conste de elementos repetitivos que hagan posible la prefabricación.

Es importante tener en cuenta la disponibilidad de los elementos que conforman el encofrado, a fin de facilitar el desencofrado posterior, parámetro de fundamental importancia en el diseño de encofrados de uso múltiple. Merece especial atención el aspecto repetitivo del sistema tradicional de losas planas en el Ecuador y la posibilidad de muchas variedades de losas, cuando se usa un elemento modular, utilizar un tipo de encofrado adecuado empleando elementos metálicos o de fibra de vidrio, tipo formaleta o sombrero, será mucho más barato en razón de su fácil y variada aplicación. En el diseño general del encofrado, los detalles del sistema constructivo determinan la facilidad de encofrar y desencofrar, así como los aspectos de seguridad y exactitud en la construcción.

Para el correcto diseño de un encofrado es necesario tomar en cuenta algunas sugerencias técnicas:

El autor del proyecto deberá explicar en el pliego de prescripciones técnicas particulares, los límites máximos que se pueden alcanzar con los movimientos de las estructuras, apuntalamientos y encofrados, “Como orientación en este sentido se puede fijar en 5mm., el máximo movimiento local y la milésima de la luz para los de conjunto”⁸.

Corresponde al director de la obra, asumir las siguientes responsabilidades para el diseño de los encofrados:

- a) Especificación de la geometría (replanteo, formas y dimensiones)
- b) Determinación de las tolerancias máximas admisibles y de las posibles contra flechas que deban adoptarse al momento de construir el encofrado.
- c) Definición de la planeidad de los paramentos, su acabado y textura, especialmente cuando se refiera a superficies cuyo aspecto exija un tratamiento especial
- d) Especificación de todas aquellos detalles complementarias (plazo de desencofrado y descimbramiento) y demás datos que se consideren oportunos

⁸ Páez Alfredo, Hormigón Armado, pág. 243

- e) Limitación de las cargas admisibles máximas en las áreas de las obras ejecutadas y que puedan servir de circunstancial apoyo para los elementos estructurales de los encofrados
- f) Prescripción del control que haya de ejercerse sobre el encofrado y sus puntales.
- g) Selección de materiales para la construcción de encofrados, de acuerdo a las cargas máximas que va a soportar.
- h) Construcción de estructuras y cajas de acuerdo al diseño de la obra, estableciendo refuerzos y apoyos
- i) Supervisión del desencofrado y recuperación de materiales para ser reutilizados.

1.2.1.1 Cargas sobre encofrados

El encofrado debe soportar la carga muerta del hormigón recién fundido (240 Kg/m^3) la que se puede considerar como carga axial o vertical. La carga horizontal debida al hormigón fundido recientemente, se calcula de acuerdo a la rapidez con que se llena el encofrado, sobre todo en columnas o elementos similares. Se considera que luego de 3 horas de la fundición la carga activa horizontal desaparece y se puede ignorar. A continuación se presentan dos tablas que permiten cuantificar los valores de la carga horizontal.

TABLA 1.5 Presión en losas

PRESIÓN HORIZONTAL EN LOSAS	
Valor de Carga horizontal (Kg/m^2)	Descripción
1500x altura en m	para velocidad igual o menor a 2 m / hora
2000x altura en m	para velocidades de 2 a 3 m / hora
2500x altura en m	para velocidad mayor a 3 m / hora

Fuente: Cámara de la Construcción de Quito: Manual de Encofrados: pág.14

TABLA 1.6 Presión en tabiques

PRESIONES LATERALES MÁXIMAS [Kg/ m²]						
Dimensionado de Encofrado de Tabiques						
Velocidad de hormigonado [m/h]	Temperaturas					
	32 ⁰ C	27 ⁰ C	21 ⁰ C	16 ⁰ C	10 ⁰ C	5 ⁰ C
0.30						
0.60						
0.90					3364	4026
1.20			3242	3662	4247	5126
1.50	3173	3476	3871	4394	5126	6225
1.80	3662	4028	4496	5125	6005	7323
2.10	4150	4579	5126	5858	6884	8421
2.45	4301	4750	5321	6083	7157	8763
2.75	4452	4921	5517	6312	7430	9105
3.05	4604	5092	5712	6542	7740	9447

Fuente: Páez Alfredo: Hormigón Armado: pág.246

Los valores experimentales determinados en las tablas consideran valores de fuerzas adicionales, debido a la vibración del mortero, por medio de un vibrador normal de inmersión, hasta una profundidad de 1m, desde la superficie.

El cálculo de encofrados incluye también la carga debida al peso de:

- Trabajadores
- Equipos, carretillas, vibradores, andamiajes
- Apilado del hormigón fresco en un sitio determinado, especialmente cuando se tiene hormigón premezclado.
- Cargas estimadas sobre el hormigón antes del fraguado total como: bloques, ladrillos y material de encofrado para los siguientes trabajos.
- Vibraciones excesivas del encofrado.
- Cargas horizontales por acción del viento y sismos.
- El mínimo diseño total de carga para cualquier encofrado de una estructura de vigas y losas, no deberá ser menor de 500 Kg/m², que incluye el peso combinado de la carga muerta y dinámica, cualquiera que sea el espesor de la losa, sin embargo, la mínima tolerancia para la carga dinámica no deberá ser menor de 100 Kg/m².

Al mismo tiempo que los aspectos económicos, técnicos y del uso repetido del material, en el diseño deberán tomarse en cuenta los siguientes puntos de interés:

- a) Resistencia a las cargas de fundición del hormigón.
- b) Suficiente rigidez a la flexión dada por la carga del hormigón
- c) Suficiente exactitud de dimensionamiento con relación a los acabados que deban ejecutarse posteriormente.
- d) Suficiente hermeticidad para que no se escurra la pasta por las grietas del encofrado.
- e) Espacio y seguridad para los trabajadores, que van a montar el encofrado, para el trabajo del herrero y para el soporte de materiales como bloques y hierro.
- f) Previsiones para asegurar la continuidad de la construcción, colocación de anclajes para fijar accesorios de construcción y disposición de espacios para facilitar el transporte de los materiales.
- g) La estructura del encofrado, como cualquier estructura se calcula mediante los modelos matemáticos de la resistencia de materiales, solo que en este caso parámetros como: límite de fluencia y módulo de elasticidad son difíciles de determinar para materiales que no sean metálicos.
- h) Determinar la estabilidad de las estructuras, de tal forma que la proyección de su centro de gravedad no salga del área de sustentación.

1.2.1.2 Construcción del encofrado

Existen ciertas pautas técnicas que permitirán una mejor elaboración de los encofrados:

- a) Las cargas permisibles deberán basarse en un factor de seguridad consistente con el tipo de encofrado utilizado.
- b) Los durmientes para puntales deberán ser sólidos rígidos y capaces de soportar la carga máxima proyectada, sin que se deterioren o desplacen. La carga deberá aplicarse al durmiente de manera que no ocasione el volcamiento de la torre.

- c) Cuando se apoye un encofrado sobre el suelo, una persona autorizada deberá determinar si éste es adecuado para soportar las cargas que se aplicarán.
- d) Deberá tomarse en cuenta, especialmente en encofrados de madera, que las condiciones ambientales, no reduzcan la capacidad del suelo más allá del mínimo del diseño.
- e) Cuando se apoye un encofrado sobre relleno o haya ocurrido mucho movimiento de tierra, una persona técnicamente idónea deberá supervisar la compactación o el reacondicionamiento de la tierra removida y determinar si el terreno es capaz de soportar las cargas que se impondrán.
- f) Cuando se trabaje sobre un terreno blando o cualquier tipo de suelo en el que haya huecos, deberá utilizarse un buen sistema de durmientes, donde los puntales puedan concentrar la carga excesiva.
- g) Todos los puntales o andamios deberán estar a plomo, y a menos que se especifique en el diagrama, la máxima desviación de la vertical es de 0.035 m, por 1,00 m, pero nunca deberá exceder de 0,02 m, por 10 m. Si se excede esa tolerancia, el equipo no debería utilizarse hasta cumplir con el límite.
- h) El encofrado terminado deberá ser una unidad o unidades homogéneas, y deberá tener los arriostres necesarios para darle estabilidad lateral.

El plazo necesario para retirar o cambiar un entramado de puntales en los encofrados se puede calcular mediante la fórmula siguiente:

$$J = \frac{280 * \zeta}{\left(\frac{Q}{G} + \frac{\zeta}{3}\right)(T_m + 10)} \quad [1.1]^9$$

donde:

J = Plazo expresado en días necesario para el desencofrado

ζ = Es el cociente f_{c28} / f_{c7} que resulta de dividir la resistencia del hormigón a los 28 días por su resistencia a los 7 días.

G = Es la carga que actúa al desencofrar incluido el propio peso

Q = Carga que actuará posteriormente de tal modo que (G+Q) = carga máxima total en Kg.

T_m = Temperatura media en $^{\circ}\text{C}$, durante los J días.

⁹ Alfredo Paéz , Hormigón Armado, capítulo quinto, pág. 243

CAPÍTULO II

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

La solución a un problema propuesto, se considera como la acción que permite eliminar las diferencias entre lo que se ha logrado y lo que se aspira. En el capítulo I se esbozó el marco teórico referencial del proyecto, allí se analizan algunas características fundamentales del concreto, que serán suficientes para determinar estados de carga, al momento de fundir la estructura tipo bóveda. El presente capítulo se dedica a visualizar las alternativas que pueden aplicarse, para construir el prototipo de módulo que solucione el problema planteado.

Es conocido que para un mismo problema, se pueden tener varias soluciones, la elección de la mejor dependerá de las circunstancias específicas de cada uno, además existen parámetros que deben ser escogidos de entre varias alternativas, éstas pueden ser consideradas como posibilidades válidas probables y factibles de escogitamiento. La elección debe hacerse tomando en cuenta las particularidades de cada alternativa, enfocando de manera clara y definitiva la conveniencia o no de su elección para el propósito planteado. Ésta se hará mediante el método de cuantificación que asigna un valor a cada una de las condiciones de la alternativa, la sumatoria de éstas da un valor total a cada una de ellas, la que adquiere mayor puntaje es la que se selecciona como la alternativa del proyecto. Las condiciones y su valoración son temas de gran subjetividad por lo que se ha consultado con técnicos y profesionales que trabajan en las construcciones civiles. El propósito es mostrar cómo pueden establecerse procedimientos de diseño de elementos en concreto reforzado, a partir de información fundamental obtenida por medio de experimentos y ensayos, utilizando conocimientos básicos de mecánica.

2.1 Prefactibilidad

La prefactibilidad del proyecto se basa en los métodos tradicionales de construcción de encofrados en el Ecuador, fundamentalmente en la elección de los materiales que se emplean para la construcción de dichos elementos: acero y madera, la utilización de cada material en particular depende de varias consideraciones y conveniencias de cada problema en particular, exponer y configurar las ventajas de cada alternativa es una tarea que se ayuda para su presentación en matrices de cuantificación.

Es de fundamental importancia conocer el modelo propuesto, su despiece, montaje, desmontaje y funcionalidad a fin de que los conceptos queden claros y se justifique el proceso de cuantificación de variables en las respectivas disyuntivas. Las dos alternativas que se proponen son: construcción en acero y construcción en madera.

2.2 Módulo metálico

Se proyecta el diseño y planifica la construcción de un módulo para fundir en hormigón armado estructuras abovedadas tipo medio cañón, dentro de túneles cavados en tierra. Los elementos a emplearse son: tubos estructurales de acero, láminas, barras y pernos para el montaje, las partes que deben guardar su configuración en forma permanente se montarán y ensamblarán mediante soldadura de arco eléctrico, las partes que deban ser desmontables se ensamblarán mediante placas de montaje y pernos.

Es necesario puntualizar en esta parte, que solamente se exponen modelos, despiece, montaje, fundición, posibilidades de vibración, desmontaje y desplazamiento, se enuncian los materiales en forma general, sin especificar tamaños, calidades ni dimensiones, esto último se verá en el capítulo de diseño estructural, donde los tamaños y calidades se justifican mediante la cuantificación de factores de seguridad.

El módulo construido en metal, se diseña de tal forma que permita la fundición y vibrado simultáneo de los muros laterales, para terminar con la bóveda medio cañón en la parte superior, en la figura siguiente se muestran las partes principales del módulo.

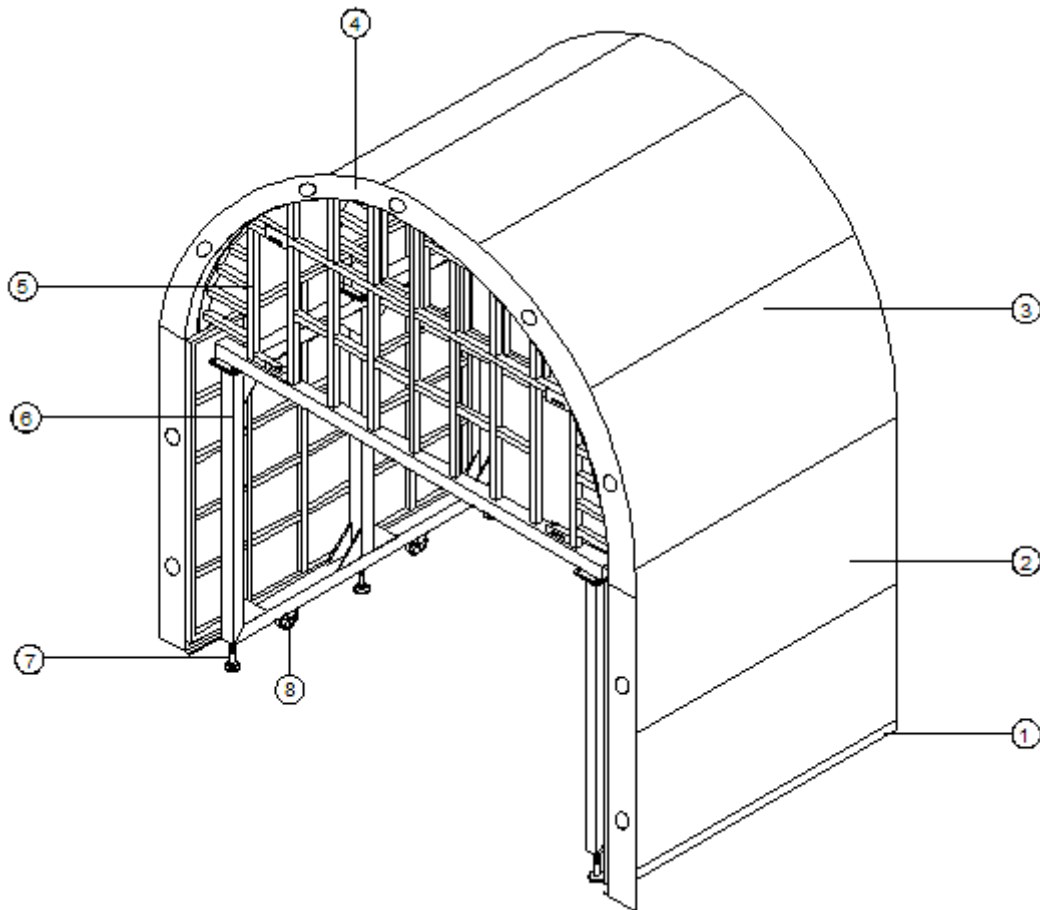


Figura 2.1 Módulo metálico.

1. Correa base, 2. Pared lateral, 3. Bóveda cilíndrica, 4. Cubierta frontal, 5. Viga curva reforzada, 6. Estructura vertical, 7. Perno posicionador, 8. Rueda.

Fuente: Autor

Existen varios procesos operativos que se deben realizar con el módulo en obra, montaje para fundición de una bóveda en un túnel, desmontaje parcial para trasladarlo dentro del túnel y continuar con el proceso de fundición y el desmontaje total para salida a bodega. Todos estos pasos están completamente definidos y permiten conocer las herramientas, equipos y cantidad de personas necesarias para su realización, así como el tiempo requerido para su ejecución.

2.2.1 Montaje del módulo metálico

Se colocan sobre el piso nivelado, las correas base en forma paralela y cuidando que su separación sea de 3600 mm, como indica la figura siguiente:

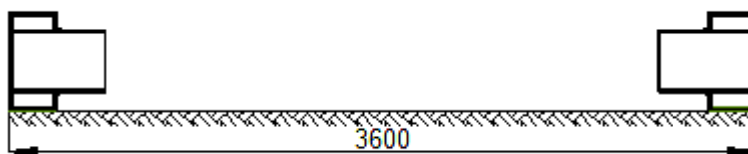


Figura 2.2 Colocación de correas base

Fuente: Autor

Sobre cada correa base se coloca la pared lateral y se ubican en los orificios los ajustes, como se indica en la figura siguiente:

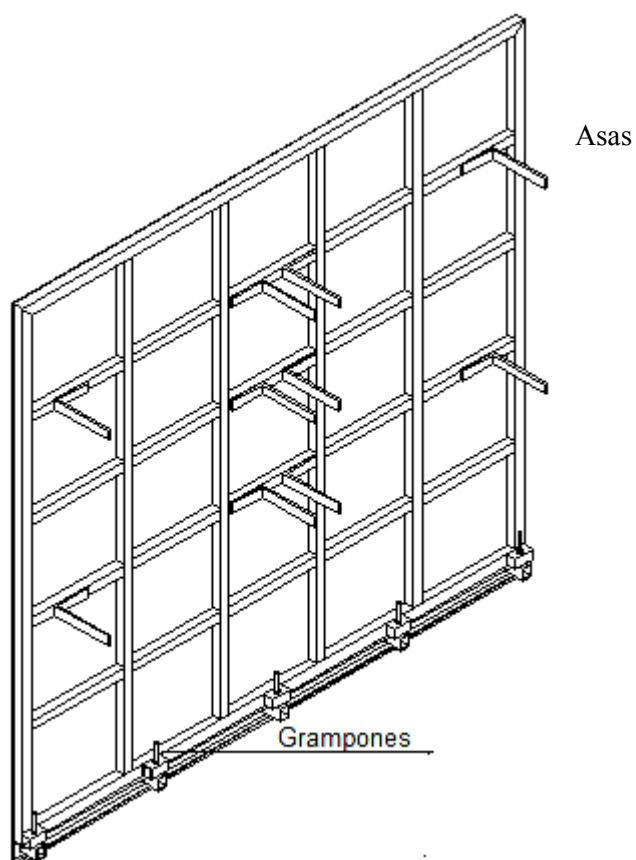


Figura 2.3 Correa base y pared lateral con grampones

Fuente: autor

Cada estructura vertical está provista de seguros para las asas, como se indica en las figuras siguientes:

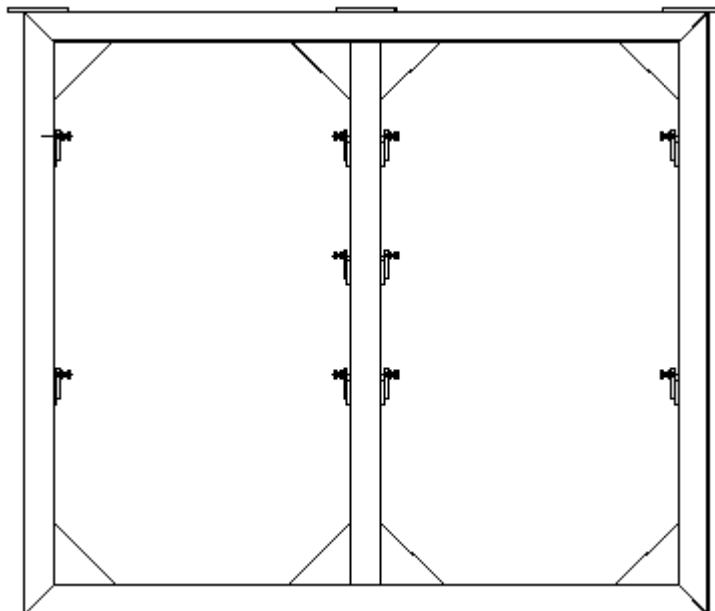


Figura 2.4 Estructura vertical

Fuente: autor

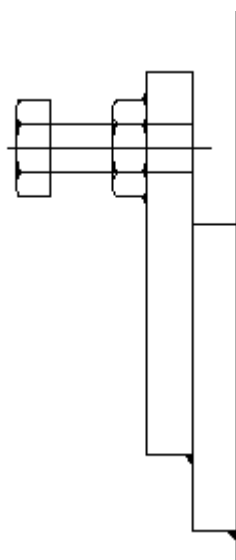


Figura 2.5 Seguro para asa

Fuente: autor

Deben coincidir los bordes superiores de la pared lateral y de la estructura vertical, esto se logra mediante el accionamiento del perno de posición y el sistema tuerca contra tuerca con que está equipado, como se indica en las figuras siguientes:

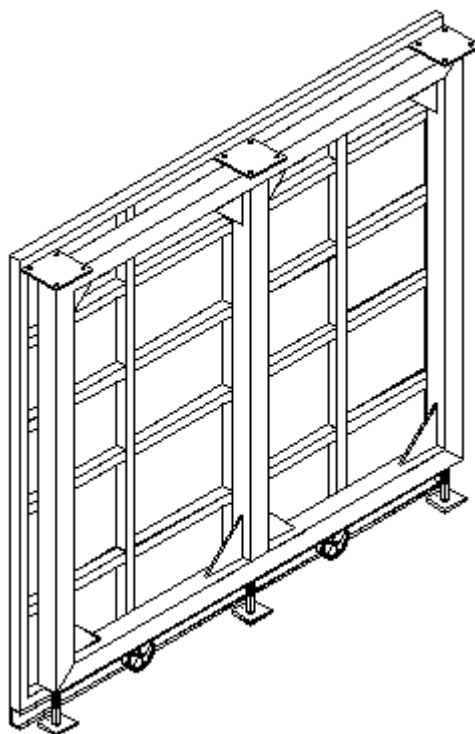


Figura 2.6 Montaje de pared lateral y estructura vertical

Fuente: autor

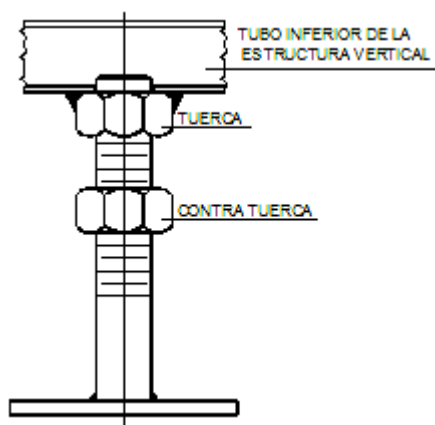


Figura 2.7 Perno posicionador

Fuente: autor

Sobre cada una de las placas de montaje colocadas en la parte superior de la estructura vertical, se coloca una viga curva reforzada, la que tiene que entrar con sus piezas móviles desplazadas hacia adentro, como indican las figuras siguientes:

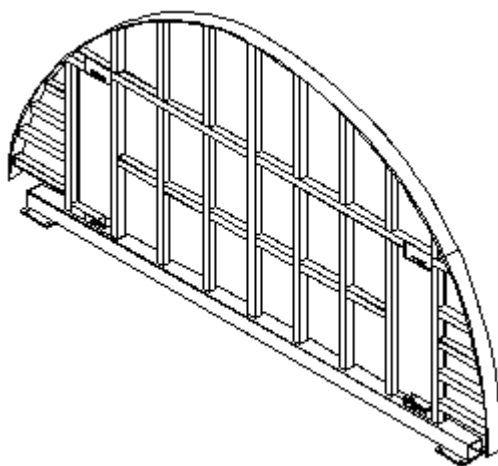


Figura 2.8 Viga curva reforzada

Fuente: autor

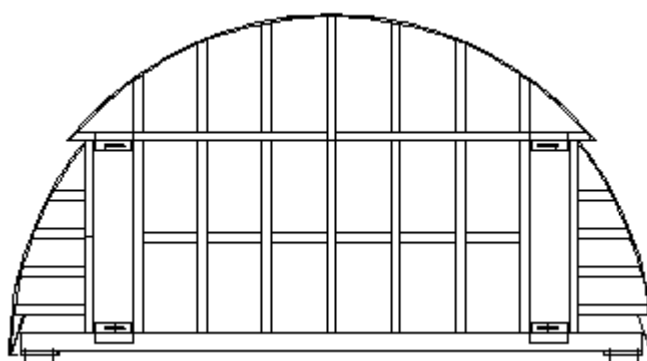


Figura 2.9 Viga curva reforzada con las partes móviles desplazadas hacia adentro

Fuente: autor

El montaje en la placas respectivas se hace mediante pernos de acero de $\frac{1}{2}$ pulgada de diámetro, el ajuste de los pernos no requiere un análisis pormenorizado, debido a que no están expuestos a cargas cortantes que podrían cizallarlos, de acuerdo a la utilización constante de montaje y desmontaje se debería elegir rosca fina, pero las condiciones de humedad constante hace que se prefieran los de rosca gruesa, pues el hilo al ser de mayor tamaño no es susceptible a desaparecer por la corrosión

Una vez armadas las tres vigas curvas reforzadas en la estructura se procede a colocar las placas baroladas que conforman la bóveda cilíndrica tipo cañón del techo, como indica la figura siguiente:

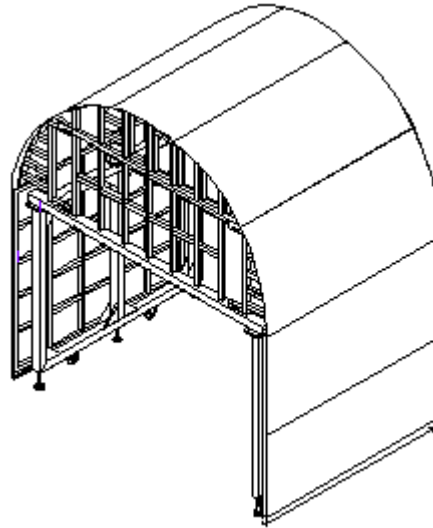


Figura 2.10 Bóveda cilíndrica ensamblada

Fuente: autor

Las placas baroladas se aseguran a la viga curva mediante presillas como se indica en la figura siguiente:

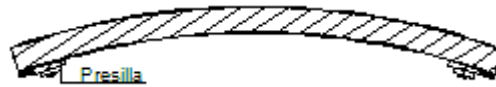


Figura 2.11 Presillas en placa barolada

Fuente: autor

Finalmente se coloca la cubierta frontal que se sujeta a la pared del túnel mediante grampones clavados con martillo como indican las figuras siguientes:

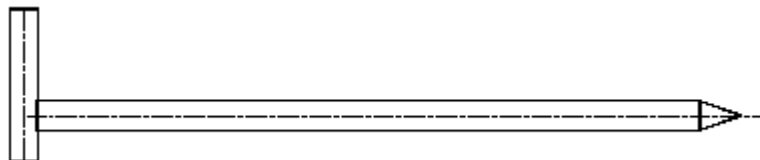


Figura 2.12 Grampones

Fuente: autor

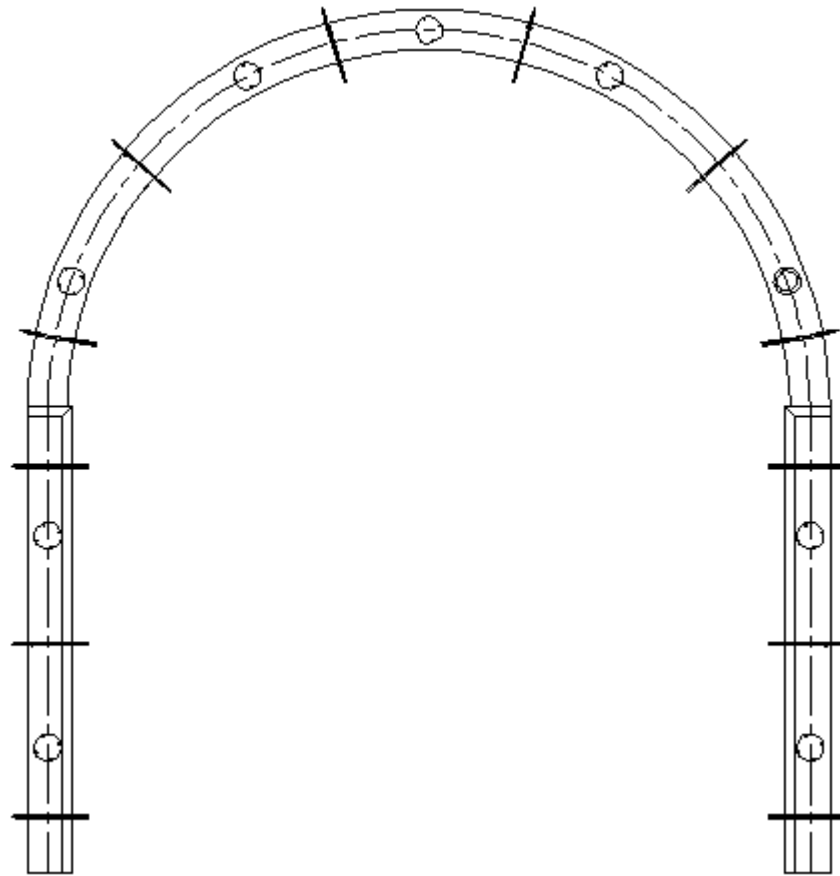


Figura 2.13 Cubierta frontal

Fuente: autor

La cubierta frontal tiene tapas circulares de 4 pulgadas de diámetro, sujetas mediante pernos, ésta permiten ingresar la manguera de la bomba de concreto y el vibrador.

2.2.2 Desmontaje parcial

El desplazamiento del módulo a otro lugar contiguo de fundición, implica reducir las dimensiones de éste, de tal forma que pueda desplazarse por el túnel ya fundido, para ello se retiran los ajustes de la correa base y la pared lateral, lo que permite desplazarla a ésta hacia adentro del túnel para luego sacarla hacia atrás, seguidamente se hacen girar los pernos hasta que todo el peso del módulo descansa sobre la ruedas, como lo indica la siguiente figura:

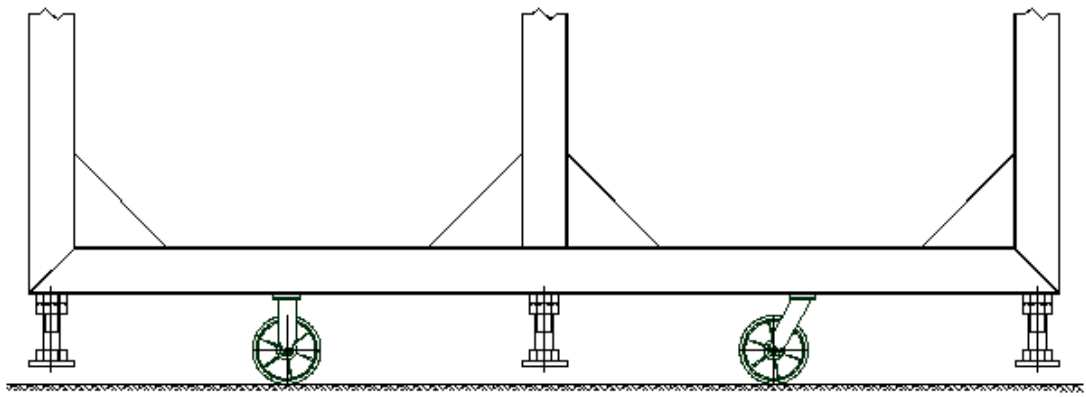


Figura 2.14 Módulo sobre ruedas

Fuente: autor

Con el descenso de las paredes verticales, por el movimiento de los pernos, desciende también la parte fija de la viga curva reforzada, se desplazan las partes móviles de la viga curva reforzada hacia adentro mediante el aflojamiento y posterior ajuste de los pernos en las placas guías, finalmente se abren los pernos que sujetan las asas en los ajustes colocados en los parantes de la estructura vertical, con lo que las paredes laterales también se desplazan hacia adentro, dejando una luz entre el módulo y la bóveda fundida, como se indica en la figura siguiente:

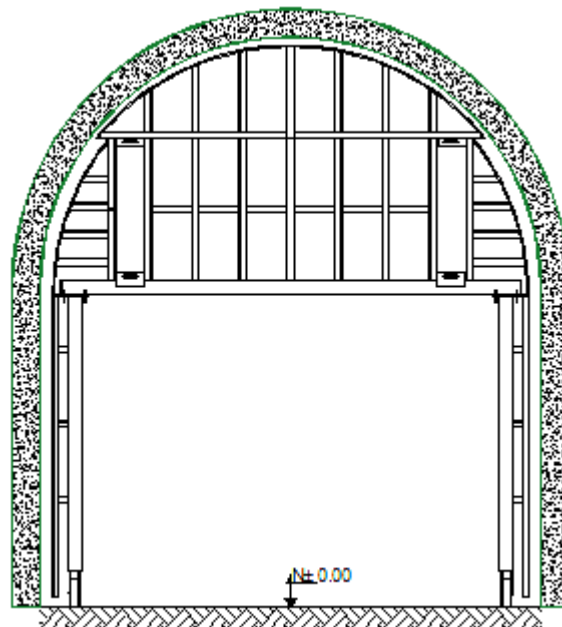


Figura 2.15 Luz entre módulo y bóveda

Fuente: autor

Para posteriores fundiciones alineadas con la primera, no se puede utilizar la cubierta frontal, en este caso se puede ir fundiendo por partes, primero se colocan y funden las paredes laterales, luego las primeras, dovelas, posteriormente las segundas y finalmente para fundir en la zona del ajuste se debería realizar en la plancha barolada orificios circulares de cuatro pulgadas con tapa como los que se realizaron en la cubierta frontal.

2.2.3 Desmontaje total

El desmontaje total consiste en desarmar el módulo en sus componentes elementales, esto es: 2 correas base, 2 paredes laterales, 2 estructuras verticales, 3 vigas curvas reforzadas y 5 planchas baroladas. El propósito del diseño al proyectar el módulo absolutamente desarmable es dar facilidad para carga y su traslado en un camión.

2.2.4 Construcción del módulo en madera

Todo lo que se ha proyectado construir en metal, puede también ser construido en madera, el diseño del módulo básicamente es el mismo, pero se debe tomar en cuenta que la madera no presenta las mismas facilidades de desmontaje que el acero, la madera requiere fundamentalmente de una capa de protección contra la humedad, porque la madera de grado humedad controlada, responde de una manera específica a las cargas, pero si el valor de ésta varía considerablemente, el comportamiento es diverso. Debido a la diferencia de resistencia frente a cargas y menor módulo de elasticidad, los elementos del módulo en madera serán de proporciones más gruesas, por consiguiente más voluminoso, requerirá mayor volumen en el camión para su traslado, además el ajuste constante de pernos hace que los orificios realizados en la madera se alabeen, disminuyendo la calidad de la figura geométrica de la bóveda, caso que no sucede con el acero. Elegir entre uno u otro material, es un proceso de toma de decisiones, el cual requiere que se establezca un protocolo lógico y justificado que garantice que los materiales a emplearse son los correctos.

2.2.5 Criterios de decisión

La elección de una de las dos alternativas es un proceso sistémico en el que se emplea algoritmos matemáticos para apoyar el proceso de evaluación y selección. Sin embargo conviene mencionar que existen algunos procedimientos denominados heurísticos, caracterizados por un sólido soporte técnico, que son la resultante de la práctica en los procesos de selección de alternativas.

2.2.5.1 Selección del material

La selección del material para la construcción del módulo es de gran importancia, de ella depende la tecnología a emplearse y en consecuencia los distintos tipos de maquinaria y personal a contratarse, lo que también tendrá diversos costos.

El principal criterio de decisión es el número de reutilizaciones que se proyecte hacer del módulo, para una o pocas reutilizaciones necesariamente la madera es la mejor opción, tomando en cuenta que para una sola utilización y desecho de los materiales empleados en la construcción del encofrado, es práctica común en el país emplear tabla de monte, cuando se requiere un número no muy grande de reutilizaciones se decide por emplear madera contrachapada, ésta lo permite pero el costo se eleva considerablemente.

Para proyectar un número grande de reutilizaciones, la mejor decisión es el empleo de materiales metálicos, por lo general en el Ecuador el material de mayor aceptación es el acero, por cuanto existe la tecnología para su procesamiento y utilización, materiales como el aluminio y la fibra de vidrio presentan la dificultad de su procesamiento. El acero permite gran cantidad de reutilizaciones, estabilidad funcional y una buena fiabilidad de los equipos, además los acabados superficiales que se deseen proyectar dependen del grado de rugosidad que se den a las láminas y ese es un parámetro fácilmente manejable.

En el proceso de cálculo el acero presenta una ventaja grande respecto de otros materiales especialmente los no metálicos, el acero tiene un mismo módulo de elasticidad cualquiera que sea la dirección de la carga y las condiciones ambientales, mientras que la madera por ser un elemento isotrópico, depende de la ubicación de la carga respecto de su fibra interior y el módulo de elasticidad es una función matemática que depende de la cantidad de humedad que contenga.

La configuración de la sección transversal en las piezas de acero es constante, mientras que en la madera cambia con el contenido de humedad, y con ello la posición del centroide con lo cual la seguridad de los cálculos pierde confiabilidad. Un proceso de secado e impermeabilización de la madera es un concepto que implica costos elevados y la necesidad de recurrir a personal especializado.

En el montaje de los módulos el empleo de elementos de ensamblaje estandarizados como los pernos de acero, es de gran utilidad, pues se encuentran estos elementos en cualquier ferretería del país y su cambio es simple y rápido, mientras que el empleo de los mismos para la madera dificulta el proceso, además el torque de ajuste que se puede dar es mayor en el acero que en la madera, pues en este último, si el torque es exagerado solamente se puede contraer el tamaño de la rosca, con lo cual el perno no ajusta, mientras que en la madera el torque está supeditado a que la cabeza del perno no se incruste en ella.

Otro criterio a tomarse en cuenta es la posibilidad de esmaltado, mientras que el acero puede ser pintado convenientemente y la capa de éste puede durar por largos periodos, el lacado de la madera, tiene menor tiempo de duración. Además la madera tiene que tener un tratamiento especial contra hongos y polillas.

La posibilidad de despiece es un factor de tomarse muy en cuenta, de la factibilidad de desarmar las piezas hasta sus componentes elementales, hace posible la reducción del espacio necesario para el transporte.

En el presente proyecto si se construye en madera los arcos de los pórticos, éstos son elementos fijos que no aceptan despiece y su traslado requiere de bastante espacio, se está hablando de un volumen de 3.60 m., de largo por 1.80 m., de alto y 0.21 m., de ancho, lo que generalmente requiere de un camión para su traslado, mientras que en la construcción en acero, la posibilidad de despiece hace que las piezas puedan ser trasladadas en una camioneta o un camión no muy grande con lo cual, la diferencia en los costos por transporte es considerable, además el montaje en el caso de la construcción en acero es segura, pues si un elemento se rompe se suelda, mientras que en la madera se exige cambio de pieza.

2.2.5.2 Criterios a evaluarse

Se evalúan y cuantifican con una valoración entre 1 y 10 los criterios que a continuación se enlistan, 1 es el valor menos deseable, mientras que 10 es el más apropiado:

1. Facilidad de construcción
2. Existencia de materiales
3. Existencia de repuestos
4. Existencia de tecnología
5. Empleo de personal especializado para la construcción
6. Capacidad de carga
7. Capacidad de reutilización
8. Facilidad de montaje
9. Facilidad de desmontaje
10. Cantidad de personal para operación
11. Mantenimiento
12. Facilidad de transporte
13. Costo de construcción
14. Acabados superficiales que produce
15. Confiabilidad en los cálculos estructurales
16. Seguridad operacional
17. Impacto ambiental

18. Generación de proyectos de investigación

Con la valoración de los criterios antes expuestos se construyen dos matrices una de factibilidad constructiva y otra de operatividad, para cada una de las alternativas de construcción, de las sumatorias de las matrices se obtiene un total, cuya cuantificación constituye el criterio de selección. La valoración tiene un grado de subjetividad, considerable para algunos, pero constituye una herramienta que proporciona un criterio de elegibilidad más seguro que la simple apreciación personal o la tradición constructiva de los encofrados a nivel nacional.

TABLA 2.1 Matriz de factibilidad para madera

Construcción en madera											
Criterios	Valoración										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Existencia de materiales						X					
Facilidad de construcción								X			
Existencia de Tecnología								X			
Empleo de personal especializado							X				
Costo de construcción					X						
Confiabilidad en cálculos estructurales					X						
Impacto ambiental.				X							
SUMATORIA											43

TABLA 2.2 Matriz de factibilidad para metal

Construcción en metal											
Criterios	Valoración										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Existencia de materiales									X		
Facilidad de construcción									X		
Existencia de Tecnología									X		
Empleo de personal especializado					X						
Costo de construcción					X						
Confiabilidad en cálculos estructurales									X		
Impacto ambiental.									X		
SUMATORIA											55

TABLA 2.3 Matriz de operacionalidad para madera

Construcción en madera											
Criterios	Valoración										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Existencia de repuestos				X							
Capacidad de Carga						X					
Capacidad de Reutilización					X						
Facilidad de montaje						X					
Facilidad de desmontaje					X						
Cantidad de personal para operación								X			
Mantenimiento						X					
Facilidad de transporte					X						
Acabados superficiales que produce							X				
Seguridad operacional						X					
Generación de Proyectos de Investigación					X						
SUMATORIA										63	

TABLA 2.4 Matriz de operacionalidad para metal

Construcción en metal											
Criterios	Valoración										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Existencia de repuestos								X			
Capacidad de Carga									X		
Capacidad de Reutilización										X	
Facilidad de montaje									X		
Facilidad de desmontaje									X		
Cantidad de personal para operación							X				
Mantenimiento								X			
Facilidad de transporte								X			
Acabados superficiales que produce									X		
Seguridad operacional								X			
Generación de Proyectos de Investigación									X		
SUMATORIA										94	

La sumatoria de matrices para madera da un total de 106, mientras que la sumatoria de matrices para metal da 149. La significativa diferencia establece que el procedimiento más idóneo y conveniente es la construcción en metal. En el siguiente capítulo se harán los cálculos para cuantificar cargas, establecer esfuerzos y factores de seguridad con que están trabajando las piezas.

CAPITULO III

DISEÑO DEL MÓDULO METÁLICO

El diseño mecánico correspondiente a la estructura metálica del módulo, es un proceso sistemático por el cual, se concibe la forma de las piezas o elementos de la construcción, se conceptualiza su ubicación, funcionamiento, así como las posibilidades reales de montaje y desmontaje, posteriormente y muy a priori, siguiendo los lineamientos del Diseño Mecánico de Comprobación, se establecen las dimensiones y se opta por materiales de existencia en el mercado local para su construcción.

En la selección antes indicada, están implícitas las condiciones de existencia a nivel local, de la tecnología necesaria para procesar los materiales en la construcción del módulo y la existencia y accesibilidad a modelos matemáticos confiables, que permitan la realización de cálculos estructurales, para la consecución de valores de respuesta totalmente cuantificables, confiables y controlables, de forma que se pueda, garantizar la fiabilidad en el funcionamiento del módulo.

El proceso de diseño del módulo, implica inicialmente, fijar los parámetros de proyecto y asumir algunas condiciones de ingeniería necesarias, para lograr sea factible la aplicación de modelos matemáticos de cálculo. Los modelos de cálculo correspondientes a la Resistencia de Materiales serán de aplicación primaria, para cuantificar los valores de esfuerzos en las zonas críticas de las piezas, luego se emplearán las Teorías de Falla más adaptables al análisis del módulo, para instaurar valores de Factor de Seguridad razonables, que conjuguen fiabilidad en el funcionamiento, peso, facilidad de construcción, condiciones de transporte, simplicidad de montaje y desmontaje , seguridad en operación y costo de producción.

Necesariamente el procedimiento de Diseño Mecánico por comprobación, es un proceso iterativo, que conjuga las variables antes expuestas hasta conseguir una respuesta que sea el más aceptable compromiso entre eficiencia del equipo, seguridad en su funcionamiento y costo. Cumplida esta condición, consecutivamente se seleccionan los lugares optativos para la realización de la construcción, la mano de obra calificada que intervendrá en ella y los tiempos que se emplearán en la producción, es decir, se posiciona al proyecto como un caso de estudio de producción industrial, además, resulta ineludible advertir que, al ser el módulo metálico para encofrado de bóvedas en hormigón para túneles, una propuesta cuya producción nacional es inexistente, la presente ponencia se dedicará exclusivamente al diseño de un prototipo, queda por tanto, fuera del alcance de este trabajo de investigación, la obtención de un modelo de producción.

El diseño del módulo metálico involucra, una dosis considerable de ingenio e imaginación para concebir una combinación efectiva y funcional de las partes, de acuerdo con las variables, mecánicas, físicas y operacionales que intervienen, resulta obvio que en todo momento se deberá tener presente el punto de vista del proyecto, el cual puede expresarse así. “El objetivo final en el diseño de máquinas es dimensionar y formar las piezas (elementos de máquina) y escoger materiales y procesos de manufactura apropiados, de manera que la máquina resultante se comporte o lleve a cabo sin falla la función propuesta”¹⁰

La proyección del módulo constituye una ponencia analítica acorde con los procedimientos generales del Diseño Mecánico, para cada pieza se presentará la siguiente secuencia:

- Determinación del estado general de cargas en las condiciones más críticas de operación
- Construcción de los diagramas de Cortante y Momento Flector.
- Determinación de la Zona Crítica
- Cálculo de esfuerzos normales y cortantes
- Determinación del factor de seguridad

¹⁰ Richard Norton : Diseño de Máquinas, Cap I, Pág. 4

TABLA. 3.1 Parámetros de diseño

PARÁMETRO	VALOR MÁXIMO
CAPACIDAD DE CARGA	12 Ton.
ALTURA MÁXIMA	4100 mm.
ANCHO MÁXIMO	3600 mm.
LARGO MÁXIMO	2400 mm.
TIPO DE ESTRUCTURA	DESPLAZABLE
CONSTRUCCIÓN	PIEZAS SEPARABLES
MATERIALES	TUBOS, PLANCHAS, CORREAS ESTRUCTURALES DE ACERO
FABRICACIÓN	SOLDADURA DE ARCO ELÉCTRICO
RECUBRIMIENTO	FONDO ANTICORROSIVO Y ESMALTE
MONTAJE / DESMONTAJE	MANUAL
AJUSTE	PERNOS / PASADORES
POSICIONAMIENTO	PERNOS DE ACERO
TRASLADO EN OBRA	RUEDAS METÁLICAS
TRASLADO FUERA DE TALLER	CAMIÓN

3.1 Bóvedas

El encofrado metálico o módulo se proyecta para servir de molde en la fundición de bóvedas tipo cañón, localizadas dentro de túneles previamente cavados en montículos o colinas, el proceso de fundición se considera continuo, o sea que se funde la primera bóveda tipo cañón de 2400 mm, de largo a la entrada del túnel, después de logrado el endurecimiento del concreto, tiempo que depende de la utilización de aditivos en la mezcla de cemento, se puede continuar fundiendo bóvedas hacia adentro del túnel, hasta concluir con la longitud de éste. La lógica de este procedimiento estriba en que la bóveda fundida representa una zona segura para el personal, pues la bóveda de concreto soporta el peso del material sobre ella y no permite asentamientos.

Las dimensiones del túnel y la bóveda tipo cañón que se puede fundir con el módulo metálico tema del presente proyecto se muestran en la siguiente figura:

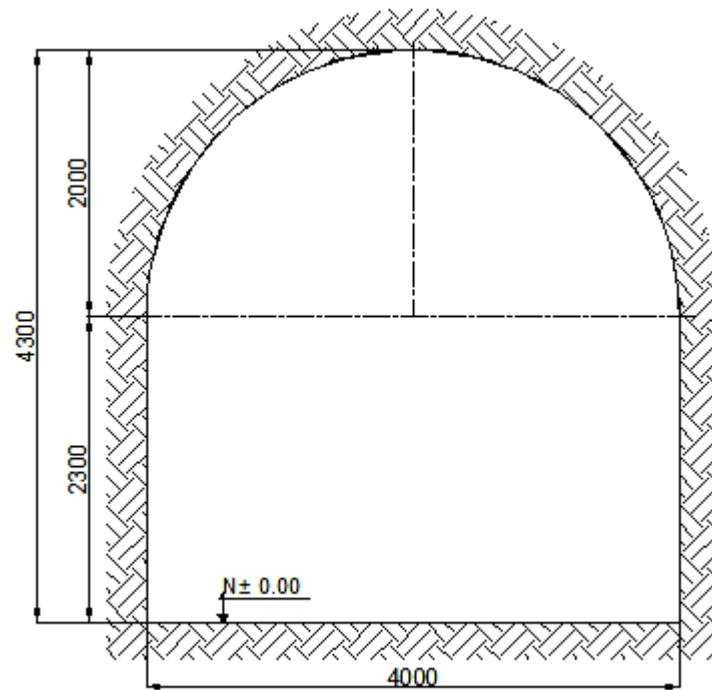


Figura 3.1 Vista frontal del túnel

Fuente: Autor

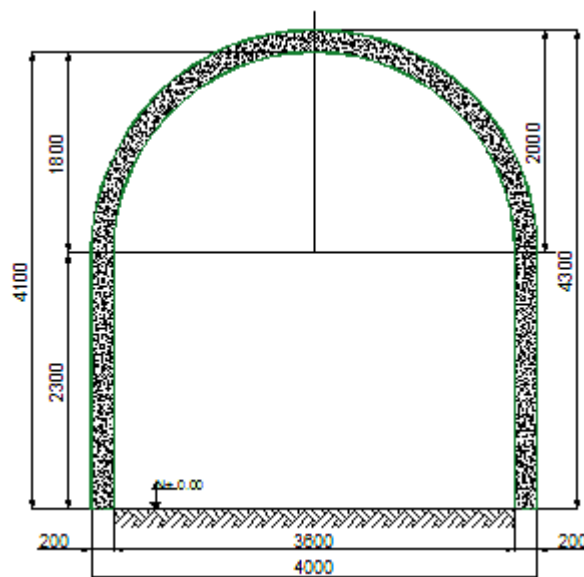


Figura 3.2 Vista frontal de la bóveda

Fuente: Autor

Las dimensiones exteriores del módulo metálico vienen a ser las dimensiones interiores de la bóveda. El módulo está compuesto de siete elementos desmontables: dos paredes laterales, dos estructuras verticales internas, tres vigas curvas reforzadas y la cubierta semicircular que se construyen en lámina de acero negro de 2 mm., de espesor.

3.2 Paredes laterales

Las paredes laterales están compuesta por una parrilla de tubo cuadrado de acero, cubiertas en uno de sus frentes por planchas de acero negro de 2 mm., de espesor, las que vienen soldadas a la parrilla mediante puntos de soldadura realizados en la parte posterior, como indica la figura siguiente:

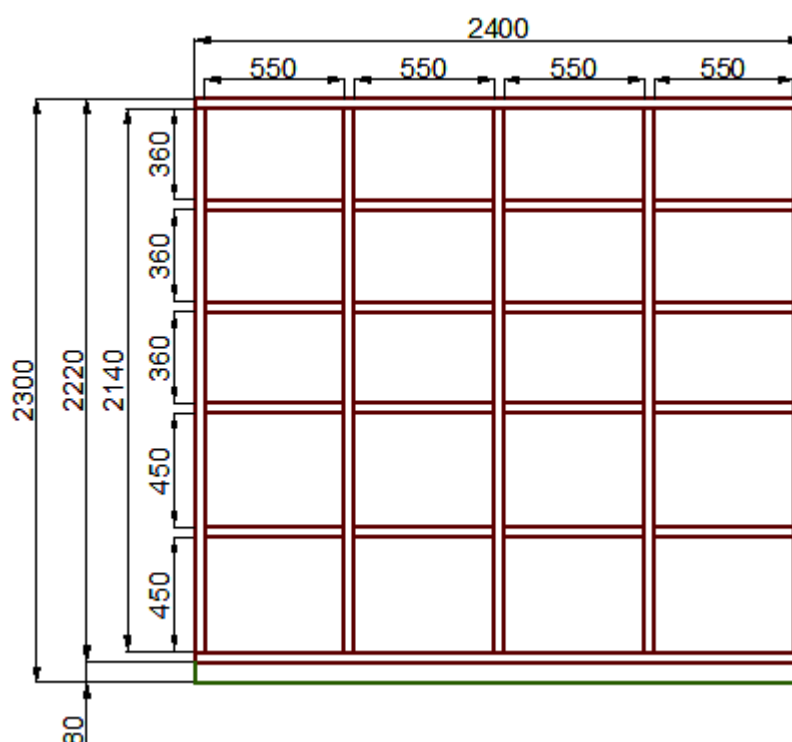


Figura 3.3 Parrilla soporte de la pared lateral (vista frontal)

Fuente: autor

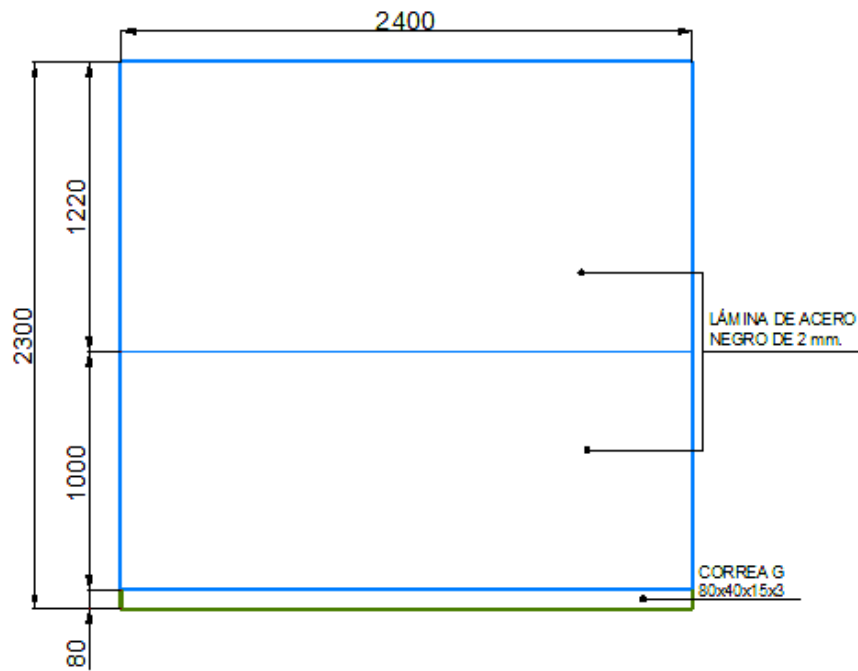


Figura 3.4 Vista frontal de la pared lateral

Fuente: autor

3.2.1 Carga sobre las paredes laterales

La principal carga que soportará la pared lateral, será la fuerza horizontal debida a la presión que ejerza el cemento en estado líquido, ésta será una carga momentánea debido a que conforme el cemento vaya endureciéndose, irá disminuyendo hasta tornarse nula.

Las fuerzas horizontales causadas por la presión sobre superficies que encierran al fluido, aumenta linealmente con la profundidad, de modo que se tienen fuerzas distribuidas no uniformes actuando sobre ellas. La resultante de este sistema de fuerzas paralelas es en general una fuerza paralela aplicada en un punto arbitrario, más el torque de todas esas fuerzas distribuidas respecto a ese mismo punto. Es sin embargo conveniente calcular la resultante de esas fuerzas en un cierto punto, llamado centro de presión, respecto al cual el torque de las fuerzas distribuidas es nulo¹¹

¹¹ NEKRASOV. B, Hidráulica, Capítulo 1, pág., 24

La pared lateral y la pared del túnel forman un recipiente en forma de paralelepípedo, la cara frontal de éste se representa en la figura siguiente:

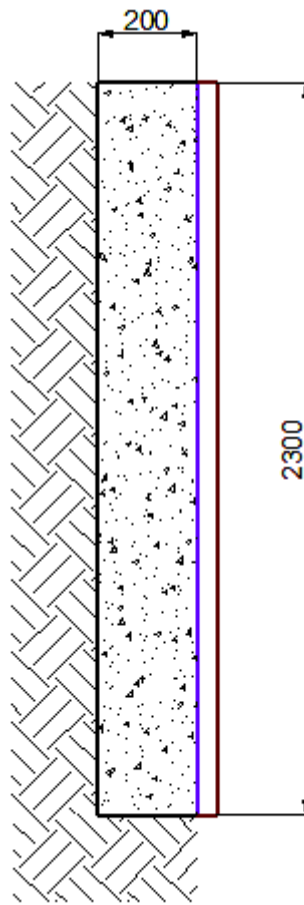


Figura 3.5 Vista frontal de la pared lateral de la bóveda

Fuente: autor

La fuerza resultante horizontal debida a la presión hidrostática, y la profundidad del punto de aplicación se pueden calcular mediante las fórmulas siguientes:

$$F = \frac{1}{2} \rho g w h^2 \quad [3.1]$$

donde:

- F = Fuerza horizontal
- ρ = Densidad del concreto
- g = Gravedad
- w = Profundidad de la pared
- h = Altura de la pared

$$Y_p = \frac{2}{3}h \quad [3.2]$$

donde:

Y_p = altura a la que se encuentra el centro de presión

Reemplazando valores en la fórmula 3.1 se tiene:

$$F = \frac{1}{2} * 2400 \frac{Kg}{m^3} * 9.81 \frac{m}{s^2} * 0.2m * 2.3^2 m^2 = 12454.78 N = 1269.60 Kg.$$

Reemplazando valores en la fórmula 3.2 se tiene:

$$Y_p = \frac{2}{3} * 2300 = 1533,33 mm.$$

En la figura 3.3 de la página 44 se puede establecer que las placas más cargadas de la pared lateral son las que se encuentran en la cuarta fila y segunda y tercera columna, por tanto, considerando a una de estas placas como críticas, se plantea el problema de que si la placa resiste la carga, para lámina de acero negro de 2 mm., de espesor

3.2.2 Placas de la pared lateral

El espesor de la lámina de acero negro que constituye la pared lateral, es tema de investigación para el presente proyecto, porque de la rigidez que las láminas presenten el momento de la carga, cuando se está fundiendo el concreto, depende la regularidad de la superficie y su planitud. La sección transversal de la pared de forma rectangular, garantiza que el peso de ésta y el empuje del suelo serán colineales.

El análisis de placas planas sujetas a cargas normales es complicado, porque éstas flejan en todos los planos verticales. Los desarrollos matemáticos de las fórmulas solo tienen el análisis de algunos casos específicos y, la mayoría de las fórmulas disponibles contienen un alto grado de empirismo ¹²

¹² MARKS L. Manual del Ingeniero Mecánico, 10ª edición, Pág. 320

El estudio de las placas de la pared lateral, requiere hacer las siguientes suposiciones:

- La pared lateral está formada por una serie de placas rectangulares soldadas a los bordes de los tubos de la parrilla
- Las fórmulas de cálculo son válidas, solo cuando la mayor deflexión que presenta la placa, que está totalmente cargada, es menor que la mitad del espesor de ésta, “Generalmente se recomienda ($t \leq 0.4e$, e = espesor nominal y t = deflexión)¹³
- El máximo esfuerzo normal en tensión resultante de la carga, no debe superar el límite elástico del material
- Todas las cargas se suponen normales al plano de la placa

La sujeción de la lámina de acero a los tubos de la parrilla se proyecta mediante cordones de soldadura, no pueden hacerse cordones continuos a lo largo de todos los bordes de los tubos, pues el calentamiento deformaría la lámina presentando torceduras considerables, se emplearán algunos puntos saltados en una cantidad que permita garantizar la sujeción entre la parrilla y la lámina, debido a esto las placas podrán considerarse como una placa rectangular con los bordes simplemente apoyados, como muestra la figura siguiente:

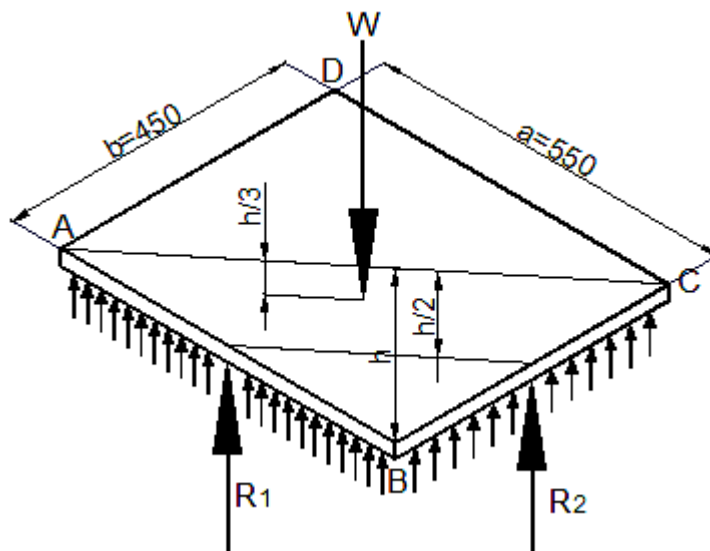


Figura 3.6 Placa rectangular uniformemente cargada y simplemente apoyada

Fuente: autor

¹³ JONES F. 27TH Machinery's Handbook, pág.292

En una placa de este tipo, las experiencias muestran que las esquinas pueden levantarse, por tanto la sección crítica es una diagonal, es de interés obtener el momento flector máximo con respecto a la diagonal AC. Sea w la carga por unidad de superficie debida a la presión lateral del concreto y t el espesor de la placa. Por consiguiente la carga total es el producto del área de ésta por w , lo que se expresa mediante la siguiente fórmula:

$$W = a * b * w \quad [3.3]$$

donde:

W = Carga total sobre la placa

a = Lado menor de la placa

w = Carga por unidad de superficie

b = Lado mayor de la placa

Si se considera la sección triangular ABC, la carga sobre ella será $W/2$ y estará ubicada en el centroide de la sección, esto es a una distancia $h/3$ de la diagonal, para que la placa permanezca horizontal, las reacciones R_1 y R_2 deben ser iguales, si se toma momentos con respecto a la diagonal AC se tiene:

$$M = (R_1 + R_2) \frac{h}{2} - W \frac{h}{3} = \frac{w.a.b}{2} * \frac{h}{2} - \frac{w.a.b}{2} * \frac{h}{3} = \frac{w.a.b.h}{12} \quad [3.4]$$

El momento por unidad de longitud a lo largo de la diagonal se puede calcular mediante la fórmula siguiente:

$$M_1 = \frac{w.a.b.h}{12} * \frac{1}{\sqrt{a^2 + b^2}} \quad [3.5]$$

donde:

M_1 = momento flector unitario a lo largo de la diagonal

En la figura 3.6 por triángulos semejantes se puede escribir lo siguiente:

$$\frac{b}{\sqrt{a^2 + b^2}} = \frac{h}{a} \Rightarrow h = \frac{ab}{\sqrt{a^2 + b^2}} \quad [3.6]$$

Reemplazando el valor de h, dado por la ecuación 3.6 en la ecuación 3.5 se tiene:

$$M_1 = \frac{w \cdot a^2 b^2}{12(a^2 + b^2)} \quad [3.7]$$

La sección transversal de la placa de la figura 3.6 es la que se muestra en la figura:

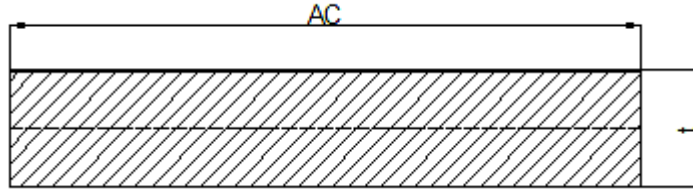


Figura 3.7 Sección transversal de la placa

Fuente: autor

Para la figura 3.7 el momento de inercia I, respecto a ejes ortogonales ubicados en el centroide se puede escribir de la siguiente forma: $I = \frac{AC * t^3}{12}$, el módulo de la

sección es: $W = \frac{I}{c}$, c es la distancia desde el centroide a la fibra más lejana, en este

caso: $c = \frac{t}{2}$, reemplazando los valores de I y c en la fórmula del módulo se tiene que

el módulo de la sección es: $W = \frac{AC * t^2}{6}$, el módulo por unidad de longitud, se

obtiene dividiendo W para AC, $\frac{W}{AC} = \frac{t^2}{6}$, lo que se expresa de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$\frac{I}{c} = \frac{t^2}{6} \quad [3.8]$$

De acuerdo a la fórmula de Navier el esfuerzo normal por flexión en la placa a lo largo de la diagonal se puede calcular mediante la siguiente fórmula:

$$\sigma = \frac{M}{I/c} = \frac{w a^2 b^2}{12(a^2 + b^2)} * \frac{6}{t^2} = \frac{w a^2 b^2}{2 t^2 (a^2 + b^2)} \quad [3.9]$$

La carga por unidad de área w se puede calcular, dividiendo la carga debida a la presión lateral, dada por la fórmula 3.1, para el área total de la pared, como indica la operación siguiente:

$$w = \frac{12454.78N}{2.3 * 2.4m^2} = 2256.30 [Pa]$$

Reemplazando valores en la fórmula 3,9 se tiene:

$$\sigma = \frac{2256.30 \frac{N}{m^2} * 0.45^2 m^2 * 0.55^2 m^2}{2 * (2 * 10^{-3})^2 m^2 * (0.45^2 + 0.55^2) m^2} = 34211009.13 \frac{N}{m^2} = 34.21 MPa$$

Para una lámina de acero estructural tipo ASTM A 1011 GRADO 33 laminada en caliente y espesores $1.6 \leq t \leq 2.5 mm.$, el límite de fluencia es de 230 MPa.¹⁴

Como se puede ver el esfuerzo aplicado es muchísimo menor que el límite de fluencia, la teoría del Esfuerzo Normal Máximo da un factor de seguridad F_s que se puede calcular mediante la fórmula siguiente:

$$F_s = \frac{S_y}{\sigma} = \frac{230MPa}{34.21MPa} = 6.73$$

El valor del factor de seguridad es elevado, pero se debe tomar en cuenta que el espesor de la lámina, de 2 mm., garantiza la presencia de 1mm., para corrosión que es el valor que recomiendan los manuales¹⁵, aunque en todo caso estos elementos deberán tener una cubierta de pintura. Para concluir la justificación es necesario calcular la deflexión máxima, que experimenta una placa plana rectangular, soportada en todos sus bordes que experimenta una distribución uniforme de carga en toda su superficie, el cálculo se puede hacer de acuerdo con la fórmula siguiente:

¹⁴ BRINGAS JHON., Comparative World Steel Standars, Cap. 3 , Pág. 53

¹⁵ BERNARD HENRY, Presure Vessel Design Handbook, pág. 234

$$d = \frac{0.0284 * W}{E * t^3 * \left(\frac{L}{l^3} + \frac{1.05 * l^2}{L^4} \right)} \quad [3.10]^{16}$$

donde:

W = Carga total sobre la placa [N]

L = Lado mayor de la placa [mm]

l = Lado menor de la placa [mm]

t = Espesor de la placa [mm]

E = Módulo de elasticidad [N/mm²]

Reemplazando valores en la fórmula 3.3 se tiene:

$$W = w.a.b = 2256.30 \frac{N}{m^2} * 0.45m. * 0.55m = 558.43N$$

$$E_{\text{acero}} = 2.058 * 10^5 \frac{N}{mm^2}$$

Reemplazando valores en la fórmula 3.10 se tiene:

$$d = \frac{0.0284 * 558.43N}{2.058 * 10^5 \frac{N}{mm^2} * 2^3 mm^3 \left(\frac{550mm}{450^3 mm^3} + \frac{1.05 * 450^2 mm^2}{550^4 mm^4} \right)} = 1.15 mm.$$

Como se puede ver la deflexión está fuera de los límites aceptables

Existen varias soluciones al problema, como cambiar la dimensión lateral de los tubos cuadrados que conforman la parrilla o engrosar el espesor de la lámina, pero con ello se incrementaría significativamente el peso de la pieza, lo más indicado parece ser aumentar un vertical en la parrilla, empleando el mismo tubo cuadrado de 40 mm., con lo cual el incremento de peso de la parrilla es mínimo, entonces la superficie de cada placa disminuye y la distribución de tubos en la parrilla quedaría como lo indica la siguiente figura:

¹⁶ JONES F. 27TH Machinery's Handbook, pág.293

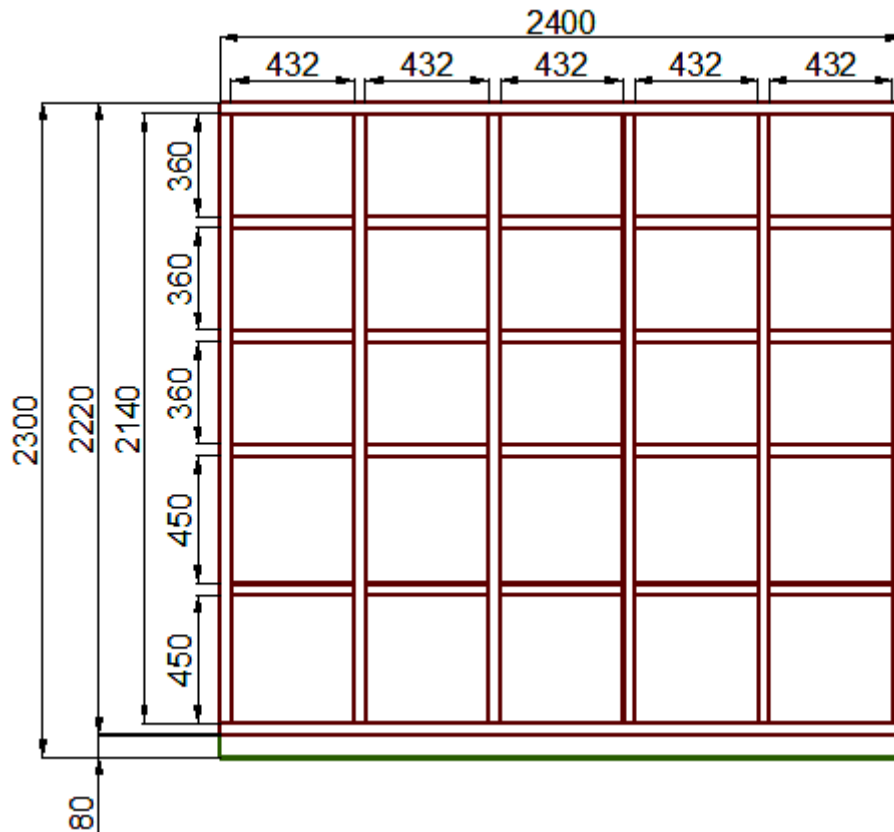


Figura 3.8 Nueva parrilla soporte de la pared lateral (vista frontal)

Fuente: autor

Reemplazando en las fórmulas 3.3 y 3.10 los nuevos valores que se indican en la figura 3.7 se tiene:

$$W = w.a.b = 2256.30 \frac{N}{m^2} * 0.45m. * 0.432m = 438.62 N$$

$$d = \frac{0.0284 * 438.62N}{2.058 * 10^5 \frac{N}{mm^2} * 2^3 mm^3 \left(\frac{450mm}{432^3 mm^3} + \frac{1.05 * 432^2 mm^2}{450^4 mm^4} \right)} = 0.5826 mm.$$

El nuevo valor calculado cumple con lo recomendado de que la deflexión no puede superar la mitad del espesor de la lámina y la parrilla tendría los siguientes requerimientos en cuanto a material: longitud del tubo cuadrado 40x40x1.5, 26280mm, con un peso de 47.65 Kg., más el peso de la correa de 80x40x15x3 de 2400 mm., que es de 10.06 Kg., se tiene un peso total de la pieza de 57.51 Kg.

3.2.3 Verticales de la parrilla

En el proceso de justificación de los materiales seleccionados para la construcción de las piezas, se analizan los tubos cuadrados de la parrilla, como se puede ver en la figura 3.8 existen 6 verticales, pero de acuerdo al método de las contribuciones, método empleado para estimar distribuciones de carga en estructuras metálicas, la carga estaría soportada por los cuatro centrales en un valor igual y por los laterales en un valor correspondiente a la mitad de lo que cargan los centrales.

La situación más crítica se establece cuando se desecha la acción de los transversales y se considera a un vertical como una columna de extremos empotrados en los horizontales superior e inferior y sujeta a una carga concentrada igual a la quinta parte de la carga total y ubicada en una línea que pasa por el centro de presión de la pared, el que está a una distancia de 1533.33 mm., desde el borde superior, como se indica en la figura.

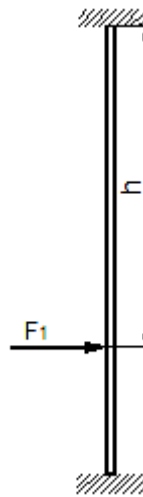


Figura 3.9 Vertical de la parrilla

Fuente: autor

El elemento vertical de la parrilla, se considera un componente doblemente empotrado en sus extremos, sujeto a las cargas, cortante y momento flector que se indica en la figura siguiente:

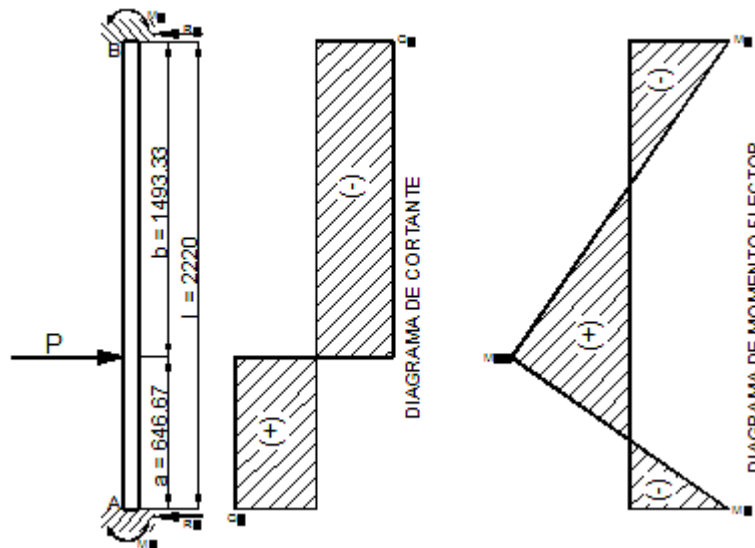


Figura 3.10 Cargas sobre el vertical de la parrilla

Fuente: autor

En la figura 3.3 se puede advertir que la longitud del vertical es de 2220 mm., la carga se ubica entonces a una distancia a desde el extremo A y una distancia b desde el extremo B, cuyas dimensiones se indican en la figura 3.10. El valor de la carga P , es la quinta parte del valor calculado por la fórmula 3.1, por tanto $P = 253.92$ Kg. Los valores de las reacciones R_A y R_B se calculan de acuerdo a las fórmulas siguientes¹⁷:

$$R_A = P \frac{b^2(3a + b)}{l^3} \quad [3.11]$$

$$R_B = P \frac{a^2(3b + a)}{l^3} \quad [3.12]$$

Reemplazando valores en las fórmulas 3.11 y 3.12 se tiene:

$$R_A = 253.92 \text{ Kg.} \cdot \frac{1493.33^2 \text{ mm}^2 (3 \cdot 646.67 \text{ mm} + 1493.33 \text{ mm})}{2140^3 \text{ mm}^3} = 198.37 \text{ Kg}$$

$$R_B = 253.92 \text{ Kg.} \cdot \frac{646.67^2 \text{ mm}^2 (3 \cdot 1493.33 \text{ mm} + 646.67 \text{ mm})}{2140^3 \text{ mm}^3} = 55.54 \text{ Kg.}$$

¹⁷ PISARENKO G, Manual de Resistencia de Materiales, Tabla 24, pág. 351

Los momentos flectores en los extremos y en el lugar de la carga se calculan de acuerdo a las siguientes fórmulas¹⁸:

$$M_A = -P \frac{a * b^2}{l^2} \quad [3.13]$$

$$M_B = -P \frac{b * a^2}{l^2} \quad [3.14]$$

$$M_{\max} = 2P \frac{a^2 * b^2}{l^3} \quad [3.15]$$

Reemplazando valores en las fórmulas 3.13 a 3.15 se tiene:

$$M_A = -253.92 \text{ Kg} \cdot \frac{646.67 \text{ mm} * 1493.33^2 \text{ mm}^2}{2140^2 \text{ mm}^2} = -79958.32 \text{ Kg} \cdot \text{mm}$$

$$M_B = -253.92 \text{ Kg} \cdot \frac{1493.33 \text{ mm} * 646.67^2 \text{ mm}^2}{2140^2 \text{ mm}^2} = 69250.13 \text{ Kg} \cdot \text{mm}$$

$$M_{\max} = 2 * 253.92 \text{ Kg} \cdot \frac{646.67^2 \text{ mm}^2 * 1493.33^2 \text{ mm}^2}{2140^3 \text{ mm}^3} = 48323.97 \text{ Kg} \cdot \text{mm}$$

Aplicando la ecuación de Navier, Ec. 3.9, se puede calcular el esfuerzo normal por flexión que se produce en el vertical:

$$\sigma = \frac{M_{\max} * C}{I}$$

Para el cálculo de la distancia a la fibra más lejana C y del momento de inercia I, se presenta la sección transversal del vertical, en la siguiente figura:

¹⁸ Shigley J., Diseño en Ingeniería Mecánica, 5ª Ed. Pág. 838

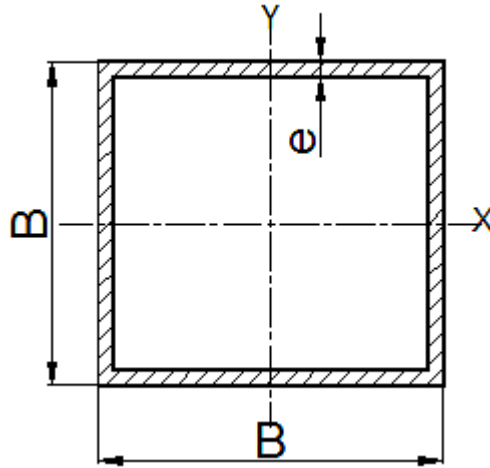


Figura 3.11 Sección transversal del vertical de la parrilla

Fuente: autor

La distancia $C = B/2 = 20 \text{ mm}$, y el momento de inercia axial I con respecto al eje Y se calcula de acuerdo con la fórmula siguiente:

$$I = \frac{B^4 - (B - 2e)^4}{12} \quad [3.16]$$

donde:

B = Lado del cuadrado [mm]

e = espesor de la pared del tubo [mm]

Reemplazando en la fórmula 3.16 los valores de $B = 40 \text{ mm}$. y de $e = 1.5 \text{ mm}$, se tiene:

$$I = \frac{40^4 \text{ mm}^4 - (40 - 2 * 1.5)^4 \text{ mm}^4}{12} = 57153.25 \text{ mm}^4$$

Reemplazando valores en la fórmula de Navier, para calcular el esfuerzo normal por flexión se tiene:

$$\sigma = \frac{48323.97 \text{ Kg.mm} * 20 \text{ mm.}}{57153.25 \text{ mm}^4} = 16.91 \frac{\text{Kg}}{\text{mm}^2} = 165.72 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

De acuerdo con la Teoría del Esfuerzo Normal Máximo, el factor de seguridad de la pieza, se puede calcular de acuerdo con la fórmula siguiente:

$$F_s = \frac{S_y}{\sigma} \quad [3.17]$$

donde:

F_s = Factor de seguridad

S_y = Límite de Fluencia

σ = Esfuerzo normal aplicado

Para tubos estructurales cuadrados producidos bajo la Norma ASTM A 500 (grado A), se tiene que el límite de fluencia es de $29.2 \frac{Kg}{mm^2} = 286.10 \frac{N}{mm^2}$ ¹⁹, reemplazando valores en la fórmula 3.17 se tiene:

$$F_s = \frac{286.10}{165.72} = 1.73$$

La soldadura entre los verticales y los transversales del marco de la parrilla se realiza mediante dos cordones laterales o unión soldada de filete, como se indica en la siguiente figura:

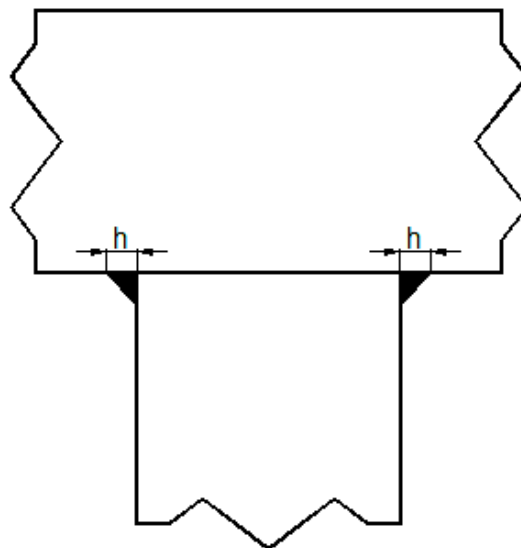


Figura 3.12 Soldadura del vertical en la parrilla

Fuente: autor

¹⁹ CONDUIT S.A Catálogo general 2006, pág. 21

El esfuerzo cortante en los cordones de soldadura, figura 3.11, que están sometidos a cortante debido a la carga que soporta el vertical, se pueden calcular mediante la fórmula siguiente²⁰:

$$\tau = \frac{P_v}{1.41 * h * l} \quad [3.18]$$

donde:

τ = Esfuerzo cortante

P_v = Carga en el vertical

h = Altura del cordón de soldadura

l = Longitud del cordón de soldadura

La altura del cordón de soldadura se toma como $h = 3 \text{ mm}$, para realizarla empleando electrodo E 6011 1/8, la carga en el vertical se toma igual a la mayor reacción que experimenta uno de los extremos del vertical, en este caso el extremo A, valor que fue calculado por la fórmula 3.11, $P_v = R_A = 198.37 \text{ Kg}$, la longitud es igual al lado del tubo cuadrado, reemplazando estos valores en la fórmula 3.18 se tiene:

$$\tau = \frac{198.37 \text{ Kg}}{1.41 * 3 \text{ mm} * 40 \text{ mm}} = 1.1724 \frac{\text{Kg}}{\text{mm}^2} = 11.49 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

La resistencia de fluencia para el electrodo E6011 es de 345 MPa ²¹. Según el America Institute of Steel Construction AISC, para un esfuerzo cortante, en un tipo de junta a tope o filete, el esfuerzo permisible τ_p se calcula mediante la siguiente fórmula²²:

$$\tau_p = 0.40 * S_y \quad [3.19]$$

Reemplazando valores en la fórmula 3.19, se tiene:

$$\tau_p = 0.40 * 345 \text{ MPa} = 138 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Debido a que el esfuerzo aplicado es menor que el esfuerzo permisible se tiene que los cordones de soldadura resisten la carga, con lo que se justifica la elección del tubo y del electrodo.

²⁰ SHIGLEY J, Diseño en Ingeniería Mecánica, Cap. 9 Pág. 439

²¹ IBID 19, Tabla 9.4, Pág. 450

²² BOWLES J, Diseño de Acero Estructural, Tabla 9.1, Pág. 321

3.2.4 Viguetas de la parrilla

Los tubos horizontales superior e inferior que muestra la parrilla, figura 3.8, se denominarán viguetas, de acuerdo con la figura 3.10 y los cálculos de la fórmula 3.11, se tiene que la vigueta inferior es la más cargada, las cargas en los cordones de soldadura de los verticales con la vigueta se reducen a una sola carga y el momento flector del vertical se convierte en momento torsor en la vigueta, como se indica en la figura siguiente:

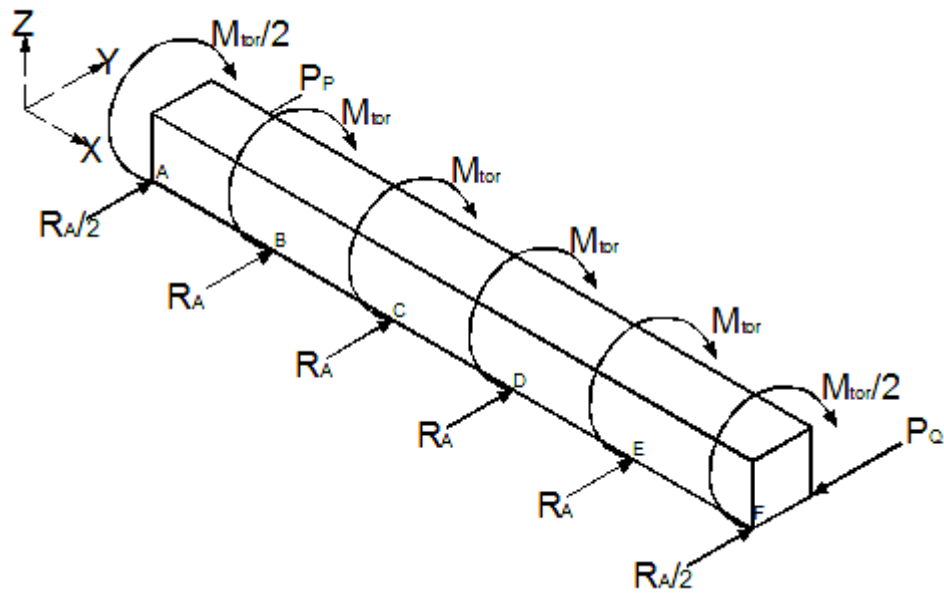


Figura 3.13 Cargas en la vigueta inferior

Fuente: autor

Las cargas R_A , de acuerdo con la fórmula 3.11 valen 190.11 Kg y los momentos flectores 83491.02 Kg.mm, las condiciones de estática para la figura 3.13 determinan que:

$$\sum F_y = 0 \quad \Rightarrow P_P + P_Q = 5R_A \quad [3.20]$$

$$\sum M_A = 0 \quad \Rightarrow R_A * AB + R_A * AC + R_A * AD + R_A * AE + (R_A / 2) * AF - P_Q * AF = 0$$

$AB = a$, $AC = 2a$, $AD = 3a$, $AE = 4a$, $AF = 5a$, siendo $a = 480$ mm.

Reemplazando las distancias por sus equivalentes en función de a, se tiene:

$$R_A * a + R_A * 2a + R_A * 3a + R_A * 4a + (R_A/2) * 5a - P_Q * 5a = 0 \quad [3.21]$$

$$P_Q = \frac{12.5a * R_A}{5a} = 2.5R_A = 2.5 * 198.37 = 495.92 \text{ Kg.}$$

En la ecuación 3.20 se puede establecer que: $P_P = P_Q = 495.92 \text{ Kg.}$, con estos datos se puede construir los diagramas de cortante, momento flector y momento torsor que indican las siguientes figuras:

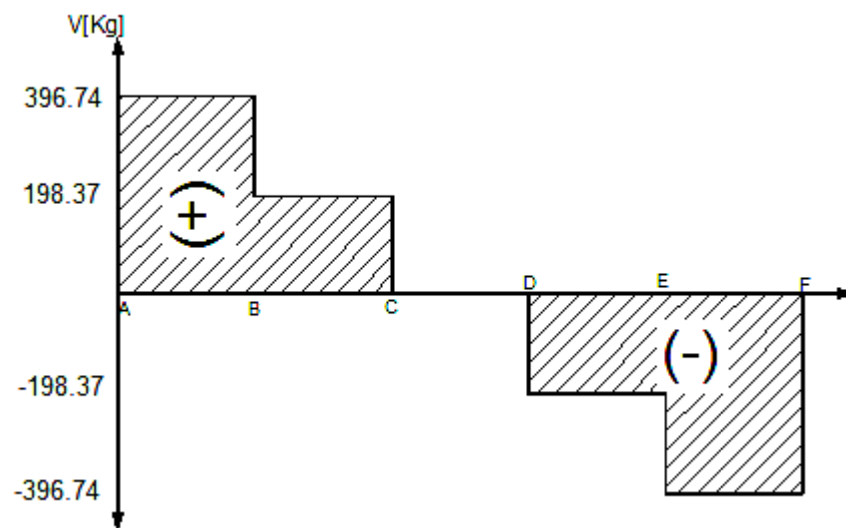


Figura 3.14 Diagrama de cortantes en la viga inferior

Fuente: autor

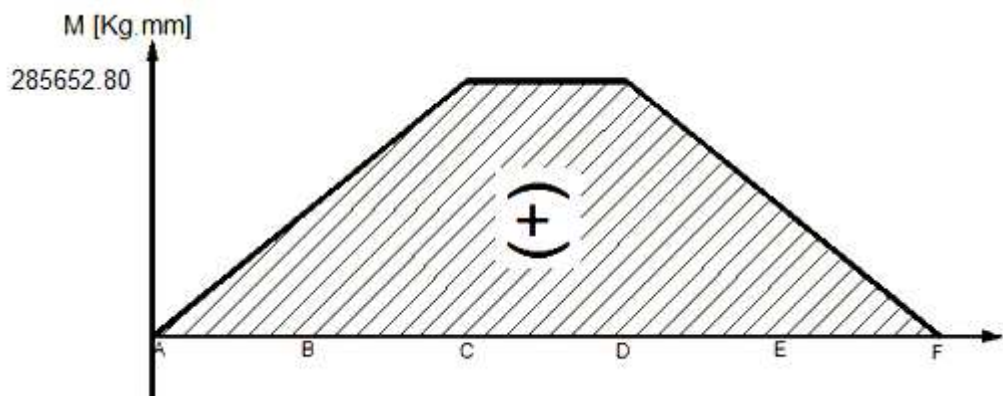


Figura 3.15 Diagrama de momento flector en la viga inferior

Fuente: autor

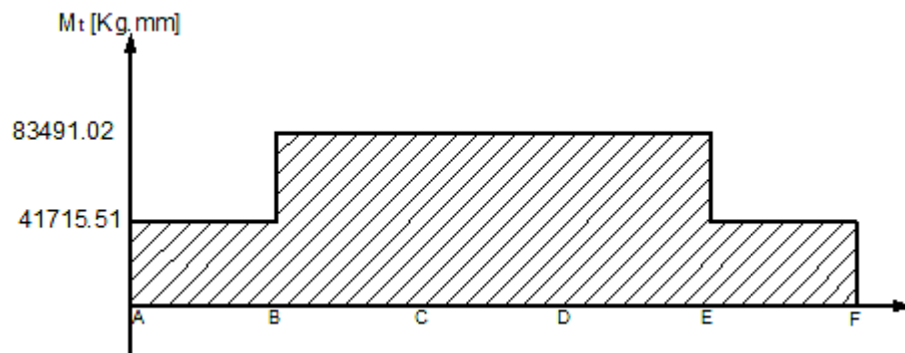


Figura 3.16 Diagrama de momento torsor en la viga inferior

Fuente: autor

A partir de las figuras 3.14 – 3.16, se puede advertir que la zona crítica está entre los puntos C y D, de esta zona se tomarán los valores de los momentos flector, torsor y cortante. De acuerdo con la Teoría de Culomb – Mohr, en la sección transversal de la viga existen tres puntos críticos C, L y K en los cuales se debe verificar el esfuerzo, como se indica en la figura siguiente:

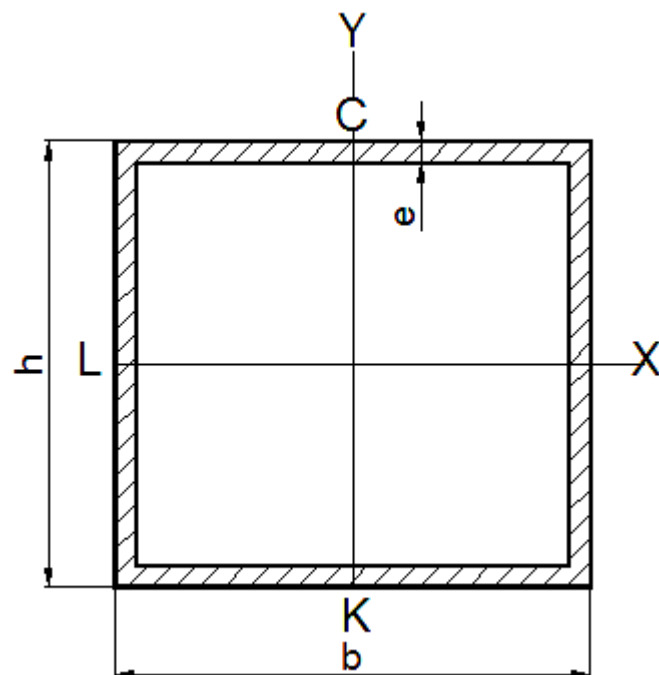


Figura 3.17 Puntos críticos en la sección transversal de la viga

Fuente: autor

La sección transversal de la vigueta es cuadrada por tanto $h = b$, se conserva la nomenclatura del original de las fórmulas que fue desarrollado para una vigueta rectangular.

$$\sigma_c = \frac{M_y}{W_y} \quad [3.22]^{23}$$

donde:

σ_c = Esfuerzo normal en el punto C

M_y = Momento flector en C

W_y = Módulo de la sección transversal

El módulo de la sección transversal se puede calcular mediante la fórmula siguiente:

$$W_y = \frac{I}{C} \quad [3.23]$$

donde:

I = Momento axial de inercia

C = Distancia a la fibra más lejana

A partir de la fórmula 3.16 y la figura 3.11 para la sección transversal de la vigueta:

$I = 57153.20 \text{ mm}^4$ y $C=20\text{mm}$, reemplazando estos valores en 3.23 se tiene:

$$W_y = \frac{57153.20 \text{ mm}^4}{20 \text{ mm}} = 2857.66 \text{ mm}^3$$

Reemplazando valores en la fórmula 3.22 se tiene:

$$\sigma_c = \frac{285652.80 \text{ Kg.mm}}{2857.66 \text{ mm}^3} = 99.96 \frac{\text{Kg}}{\text{mm}^2}$$

En el punto L, se analiza el esfuerzo cortante, de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\tau_L = \frac{M_{tor}}{\alpha h b^2} + \frac{3 Q_x}{2 b h} \quad [3.24]^{24}$$

²³ PISARENKO G, Manual de Resistencia de Materiales, pág. 298

²⁴ IBID 22

donde:

τ_L = Esfuerzo cortante en el punto L

M_{tor} = Momento torsor

α = Coeficiente que está de acuerdo con la relación de los lados de la sección transversal

h, b = Lados de la sección transversal

Q_x = Cortante, nulo en este caso

$\alpha = 0.208$ para $h/b = 1$ en elementos no circulares sometidos a torsión²⁵, reemplazando datos en la fórmula 3.24 se tiene:

$$\tau_L = \frac{83491.02 Kg.mm}{0.208 * 40mm * 40^2 mm^2} = 6.31 \frac{Kg}{mm^2}$$

En el punto K, el esfuerzo cortante se puede se puede calcular mediante la siguiente fórmula:

$$\tau_K = \gamma * \frac{M_{tor}}{\alpha h b^2} + \frac{3}{2} \frac{Q_y}{b h} \quad [3.25]^{26}$$

donde:

τ_K = Esfuerzo cortante en el punto K

M_{tor} = Momento torsor

α, γ = Coeficientes que está de acuerdo con la relación de los lados de la sección transversal

h, b = Lados de la sección transversal

Q_y = Cortante

$\gamma = 1$ para $h/b = 1$. Reemplazando valores en la fórmula 3.25 se tiene:

$$\tau_K = 1 * \frac{83491.02 Kg.mm}{0.208 * 40mm * 40^2 mm^2} + \frac{3}{2} \frac{190 Kg.}{40^2 mm^2} = 6.45 \frac{Kg}{mm^2}$$

Para la sección transversal de la vigueta en el punto C, el factor de seguridad es el cociente entre el límite de fluencia del material y el esfuerzo normal aplicado, fórmula 3.17

²⁵ PISARENKO G, Manual de Resistencia de Materiales, pág. 215

²⁶ IBID 24

$$F_s = \frac{S_y}{\sigma} = \frac{28 \frac{Kg}{mm^2}}{99.96 \frac{Kg}{mm^2}}$$

El factor de seguridad sería menor que uno, valor inaceptable, los esfuerzos admisibles en los puntos L y K se dan de acuerdo con la teoría de resistencia de Coulomb – Mohr y se calculan mediante las fórmulas siguientes:

$$\sigma_L = \sqrt{\left(\frac{M_x}{W_x}\right)^2 + 3\left(\frac{M_{tor}}{\alpha h b^2}\right)^2} \quad [3.26]^{27}$$

$$\sigma_K = \sqrt{\left(\frac{M_y}{W_y}\right)^2 + 3\left(\frac{\gamma^* M_{tor}}{\alpha h b^2}\right)^2} \quad [3.27]^{28}$$

Reemplazando valores en las fórmulas 3.26 y 3.27 se tiene:

$$\sigma_L = \sqrt{3\left(\frac{83491.02 Kg.mm}{0.208 * 40mm * 40^2 mm^2}\right)^2} = 10.86 \frac{Kg}{mm^2}$$

$$\sigma_K = \sqrt{\left(\frac{285652.80 Kg.mm}{2857.66 mm^3}\right)^2 + 3\left(\frac{1 * 83491.02 Kg.mm}{0.208 * 40mm * 40mm^2}\right)^2} = 445.88 \frac{Kg}{mm^2}$$

Los esfuerzos normales admisibles calculados en los puntos L y K por la teoría de resistencia de Coulomb-Mohr, son comparables con los esfuerzos cortantes calculados mediante las fórmulas 3.24 y 3.25 por ser paralelos, de esta comparación se puede expresar que en los puntos L y K no existe problema, pues los esfuerzos son menores que los admisibles, la dificultad radica en el punto C, la solución consiste en adicionar una platabanda a la vigueta como se indica en la figura siguiente:

²⁷ PISARENKO G, Manual de Resistencia de Materiales, pág. 298

²⁸ IBID 26

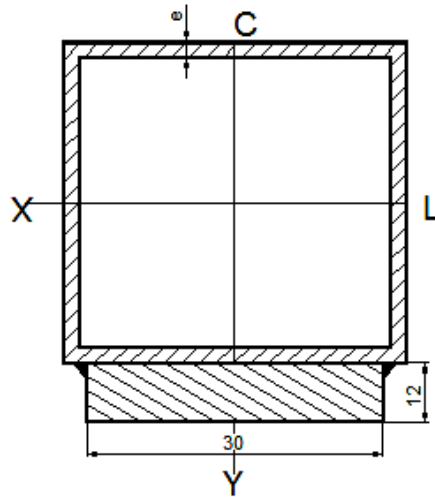


Figura 3.18 Platabanda en la vigueta inferior

Fuente: autor

Con la vigueta inferior colocada la platabanda, se recalcula el momento de inercia y el módulo de la sección, utilizando el Teorema de Steinner se tiene:

$$I_y = \frac{(40^4 - 37^4)mm^4}{12} + \frac{(30 * 12^3)mm^4}{12} + 30mm * 12mm * 26^2 mm^2 = 304833.25mm^4$$

El módulo de la sección de acuerdo a la fórmula 3.23 será:

$$W_y = \frac{304833.25mm^4}{26mm} = 11724.36mm^3$$

Reemplazando valores en la fórmula 3.22 se tiene:

$$\sigma_c = \frac{285652.80Kg.mm}{11724.36mm^3} = 24.36 \frac{Kg}{mm^2}$$

Reemplazando valores en la fórmula 3.17 se tiene:

$$F_s = \frac{S_y}{\sigma} = \frac{28 \frac{Kg}{mm^2}}{24.36 \frac{Kg}{mm^2}} = 1.15$$

El factor de seguridad mayor que uno indica que la vigueta resiste la carga, sin sufrir deformación permanente.

3.3 Bóveda metálica

La bóveda metálica que sirve de molde para la fundición, es un volumen semicircular formado por planchas de acero negro, soportadas por tres vigas curvas dispuestas a la entrada salida y mitad del tramo del túnel, como se indica en la figura siguiente:

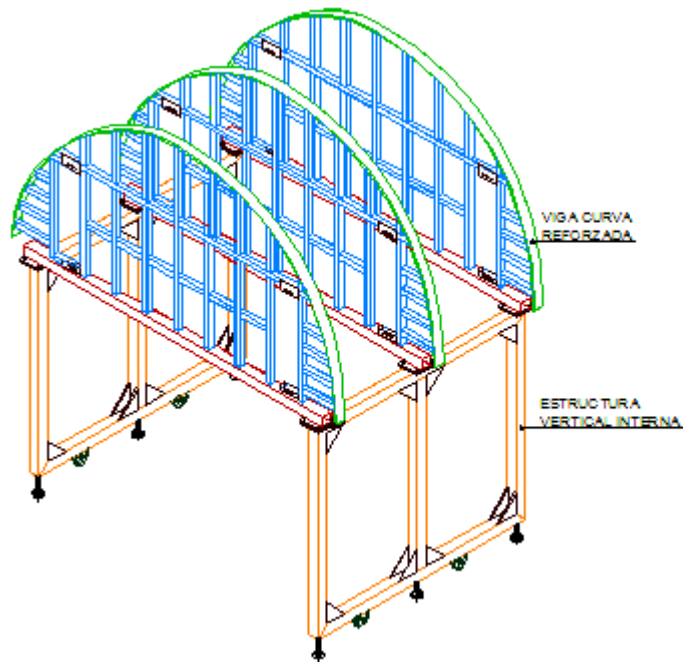


Figura 3.19 Estructura metálica del módulo

Fuente: autor

Sobre la estructura metálica del módulo se colocan placas planas curvadas de forma que se obtenga una bóveda semicircular, las placas planas se escogen de tal manera que se utilizan placas estándar de 2440 x 1220 x 2 mm, baroladas convenientemente, se las asegura a las vigas curvas mediante presillas metálicas, que se ajustan con pernos.

A priori se escoge el espesor de las planchas de acero en 2 mm, lo cual se justificará analíticamente, más adelante. Las placas de la cubierta deben ser absolutamente desmontables, para que la operación del módulo sea factible, la colocación de las placas se muestran en la figura siguiente:

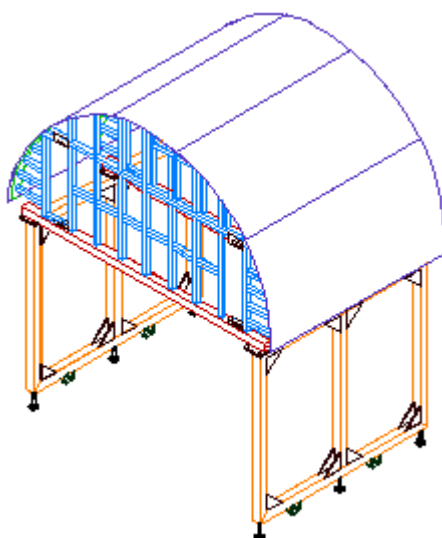


Figura 3.20 Bóveda superior del módulo

Fuente: autor

3.3.1 Funcionamiento estructural

Cuando no es necesaria una cubierta plana para satisfacer las exigencias funcionales de la estructura, generalmente resulta que una cubierta hecha de elementos, con simples o dobles curvaturas, tales como los arcos o las cáscaras delgadas, resulta más económicas en consumo de materiales, debido a la capacidad de absorber las cargas con intervención mínima de flexión y corte. Este sistema es el método estructural más antiguo utilizado para puentes cuando las luces son demasiado largas para utilizar vigas rectas. Los esfuerzos en los arcos son proporcionales a la carga y a la luz e inversamente proporcionales a la altura del arco. Para minimizar los esfuerzos a una luz entre apoyos dada, el arco debe ser lo más liviano posible y tener una altura tan alta como económicamente sea posible.²⁸

En el presente proyecto de investigación, se propone que un arco metálico soporte el peso de la bóveda de hormigón, como se indica en la figura siguiente:

²⁸ Estructuras para arquitectos Salvadore y Heller 1963.

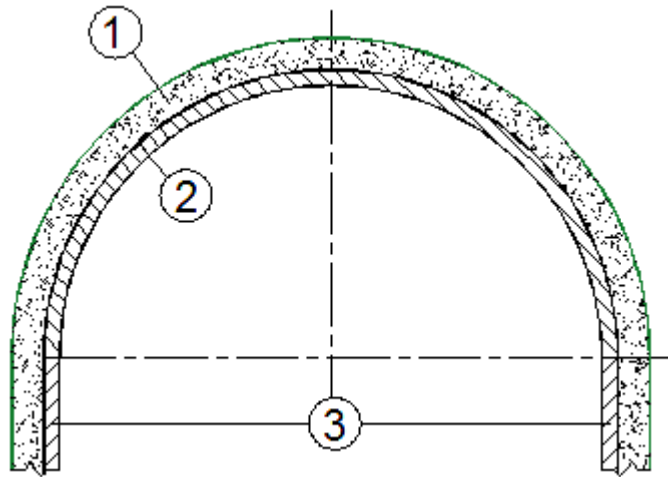


Figura 3.21 Sistema de encofrado de la bóveda superior

1. Bóveda de hormigón, 2. Arco metálico, 3. Lamina de paredes verticales

Fuente: autor

La pregunta que se suscita inmediatamente es ¿Cuál es la curva más adecuada para directriz del arco? El argumento es que se supedita del estado de cargas, su posición e intensidad, en Resistencia de Materiales se denomina “Curva funicular”, generalmente se considera que ésta es la directriz ideal para un arco.

La curva funicular es la que se genera colgando diversos pesos a un hilo sujeto por sus extremos, si se invierte ese arco, se tiene el arco funicular como se indica en la figura siguiente:

CURVA FUNICULAR ARCO FUNICULAR

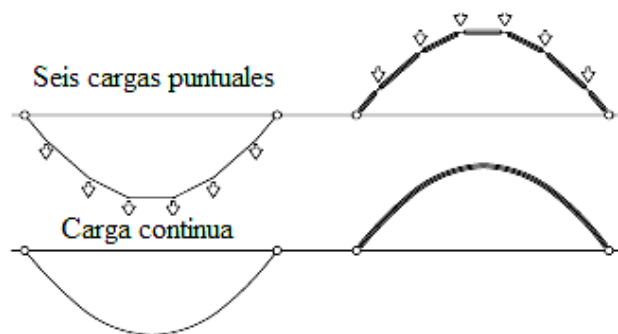


Figura 3.22 Curva funicular

Fuente: autor

Si se invierte la forma parabólica que toma el cable sujeto por sus extremos y sobre el cual actúan cargas uniformemente distribuidas según la horizontal, se obtiene la forma ideal de un arco que sometido a ese tipo de carga desarrolla solo compresión, los momentos flectores y las fuerzas cortantes, se reducen al mínimo e incluso en algunas estructuras desaparecen completamente, como indican algunos autores.

Toda bóveda trabaja tensionalmente como un arco sometido a las compresiones y a las flexiones que se generan transversalmente en la medida que su trazado sea o no anti funicular. Las bóvedas, cualquiera que sea su directriz generan cargas verticales y empujes horizontales sobre sus apoyos, obligando a que éstos tengan la dimensión suficiente, como para lograr que su propio peso centre la resultante sobre la base de sustentación, para mantener el conjunto en situación de equilibrio. Además estos empujes producen efectos cortantes tendientes a producir deslizamientos, en los puntos donde el muro soporta la bóveda o en el apoyo del muro sobre el piso.

Si en lugar de situar el apoyo sobre los lados mayores, se sitúa éste sobre los costados más cortos, como se indica en la figura 3.19, se obtiene una estructura denominada “lámina cilíndrica”, cuyo mecanismo resistente es muy diferente al de una bóveda a pesar de tener una configuración similar. El hecho de que las generatrices sean continuas permite que la bóveda trabaje a flexión según esa dirección, lo que provoca que cada arco se ayude con los contiguos, repartiendo el exceso de carga que podría haberse acumulado sobre él, produciendo así la desaparición de la función primaria de arco.

El funcionamiento tensional de una lámina cilíndrica deja de ser semejante al de una bóveda, pasando a ser semejante al de una viga, su deformación es igual al de una lona atirantada entre dos arcos finales rígidos, hasta activar los suficientes esfuerzos cortantes y normales como para poder transmitir la carga a los arcos extremos²⁹

²⁹ Requena Ignacio: Análisis de Tipologías estructurales, Pág. 3

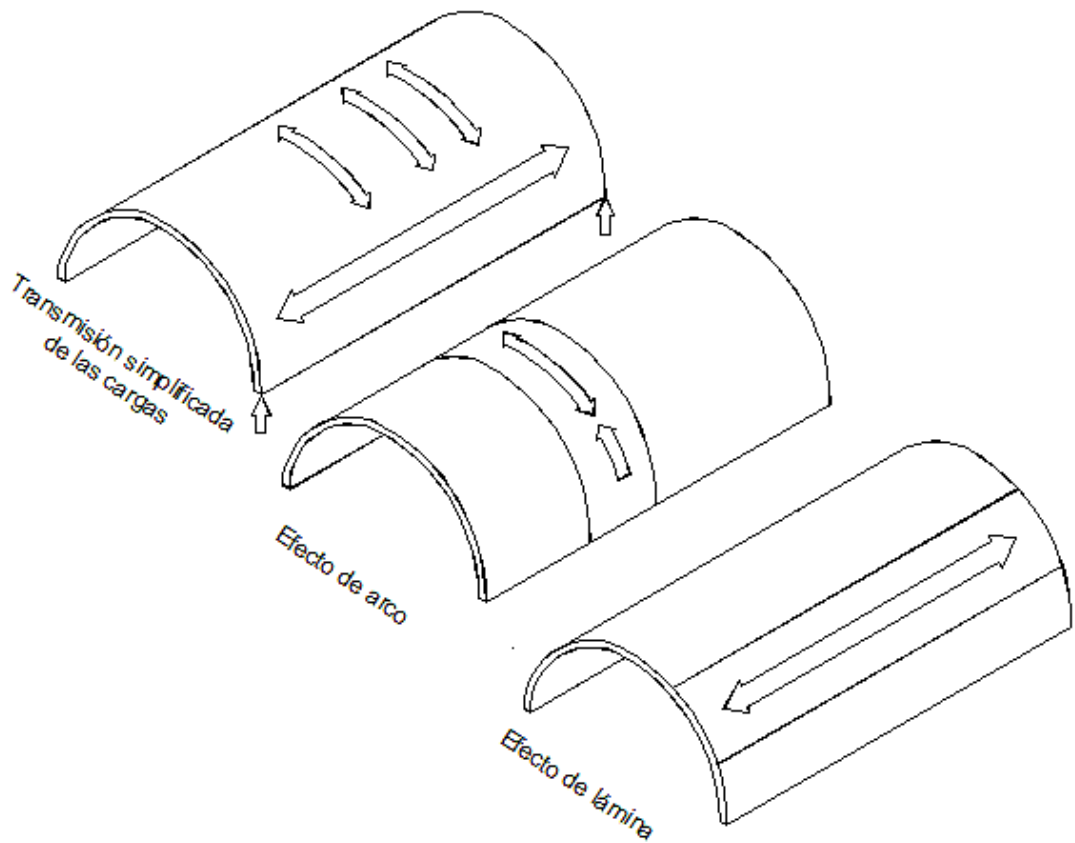


Figura 3.23 Cargas en la lámina cilíndrica

Fuente: autor

Los esfuerzos longitudinales T , los cortantes S , así como las tracciones y compresiones Q , según la directriz, están en el plano tangente de la lámina cilíndrica, por lo que dan lugar a dos tensiones principales y a dos familias de isostáticas parecidas a las de la viga plana, en cada faldón, del lóbulo.

La importancia de las tensiones longitudinales T , es tanto mayor cuanto más pequeña es la altura total en relación con la luz. De la misma forma, los esfuerzos cortantes aumentan al disminuir la pendiente media de la directriz en cada faldón, la deformación de la placa y la distribución de esfuerzos se pueden apreciar en la figura siguiente, de la misma forma se adjunta figuras que indican los esfuerzos cortantes, esfuerzos tangenciales y los esfuerzos longitudinales, cada uno con la distribución de tales elementos, las curvas características de la distribución de esfuerzos, constituyen una guía para comprobar los resultados logrados por el método analítico

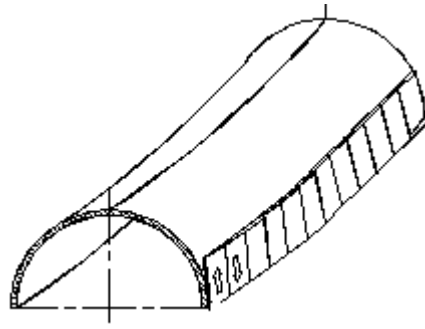


Figura 3.24 Deformación y distribución de esfuerzos en la membrana.

Fuente: autor

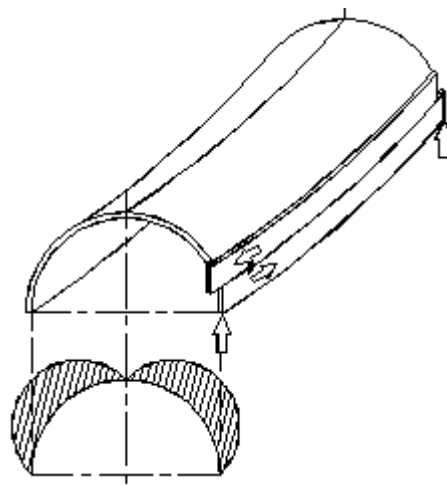


Figura 3.25 Esfuerzos cortantes en la membrana.

Fuente: autor

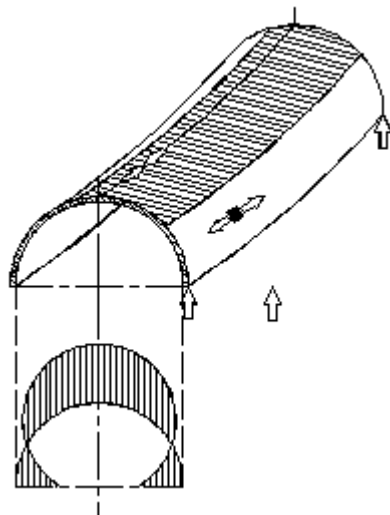


Figura 3.26 Esfuerzos longitudinales de la membrana (tracción compresión)

Fuente: autor

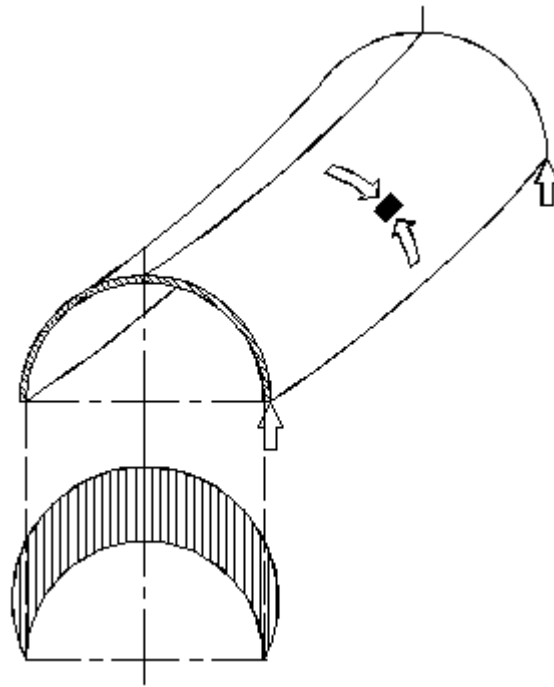


Figura 3.27 Esfuerzos tangenciales de la membrana

Fuente: autor

La sección transversal de la superficie cilíndrica debe de ser construida tal forma que las tangentes trazadas en sus extremos sean absolutamente verticales, ya que de darse el caso que la tangente final no es vertical, aparecerá una componente de la reacción normal a la superficie que provocará una flexión en el borde. Debido a esto, y si fuera necesario se dispondrán vigas de reforzamiento en los bordes, con el propósito que las láminas logren resistir las flexiones, sin embargo, la diferencia de rigidez entre la lámina y la viga creará unas perturbaciones de borde con momentos flectores diferentes.

En las placas cilíndricas cargadas las directrices centrales se deforman mientras que las extremas no, en consecuencia las generatrices se curvan. Si el espesor de la lámina de la placa es pequeño con respecto a la longitud, esta flexión de las generatrices también es pequeña y su influencia en el fenómeno resistente es poco apreciable. Para que este efecto se origine tienen que producirse deslizamientos tangenciales de la directriz, o sea, en el plano tangente a la lámina, deslizamiento para los cuales esta lámina ofrece mucha rigidez

3.3.2 Construcción del arco

El arco de medio punto o semicircular de la lámina cilíndrica del módulo se construye con cinco dovelas, todas ellas realizadas en lámina estándar de acero negro 2440 x 1200 x 2 mm, las cuatro dovelas son absolutamente iguales, solo la quinta es de menor dimensión como se indica en la figura siguiente:

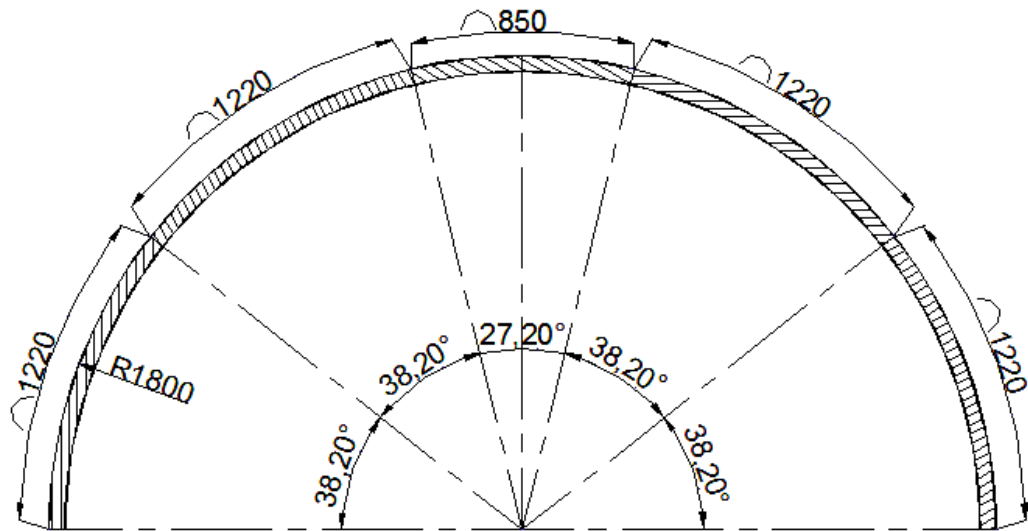


Figura 3.28 Arco de la lámina cilíndrica

Fuente: autor

3.3.3 Cargas sobre la lámina cilíndrica

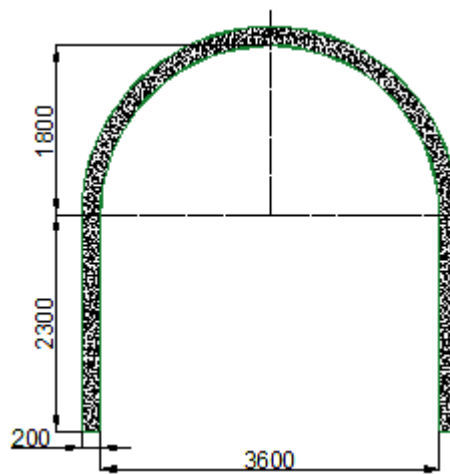


Figura 3.29 Bóveda de hormigón

Fuente: autor

En el estudio de la lámina cilíndrica se definen varias características que se muestran en la figura siguiente:

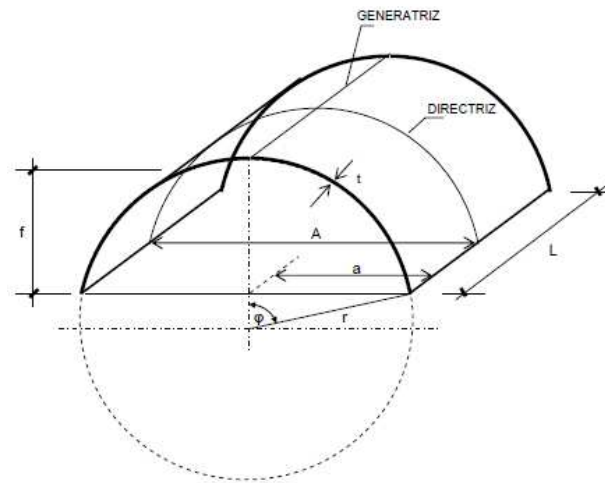


Figura 3.30 Elementos de la lámina cilíndrica: r = radio de curvatura, A = ancho de la lámina, a = semiancho de la lámina, L = longitud de la lámina, f = flecha, t = espesor

Fuente: autor

De acuerdo a la relación entre el radio (r) y el largo (L), las láminas cilíndricas se clasifican en: láminas cortas, si $L/r < 2$ y largas si $L/r \geq 2$, en este caso $2400/1800 = 1.33 < 2$, por tanto es corta. Para el estudio de los esfuerzos en la lámina cilíndrica, se supone que ésta es atravesada, por tres planos, el plano $X = 0$ se sitúa en la mitad de la longitud L , el plano $X = L/2$ es anterior y el plano $X = -L/2$ es posterior

3.3.3.1 Esfuerzos anulares

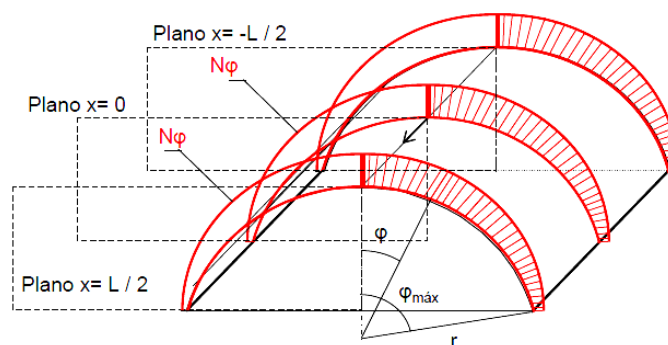


Figura 3.31 Esfuerzos anulares

Fuente: autor

El valor de los esfuerzos anulares se puede calcular mediante la siguiente fórmula:

$$N_{\varphi} = -q * r * \cos \varphi \quad [3.28]^{30}$$

donde:

N_{φ} = intensidad de fuerza en la dirección de la directriz. N_{φ} en (kg/cm)

q = carga superficial sobre la lámina: peso propio g ; sobrecarga p ; la suma de ambas: q en (kg/cm²)

r = radio de la lámina en (cm)

$\varphi_{\text{máx}}$ = ángulo máximo entre la vertical y el extremo de la lámina. Si $\varphi = 90^\circ$, entonces $N_{\varphi} = 0$ (esfuerzo nulo en el borde)

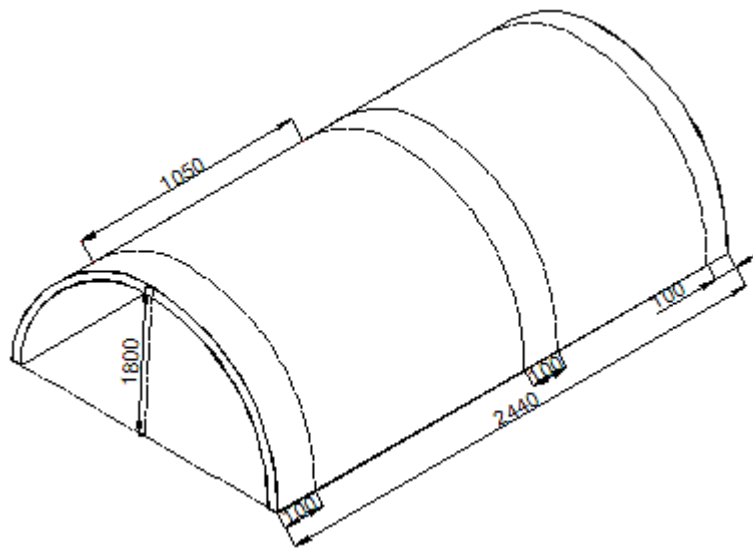


Figura 3.32 Dimensiones de la lámina cilíndrica

Fuente: autor

Las dimensiones de la lámina cilíndrica para los cálculos se obtienen suponiendo 100 mm en ancho de las vigas curvas en las cuales se apoya. De acuerdo con la figura 3.29 se toma la separación entre dos vigas curvas reforzadas que es de 1050 mm, el peso total del concreto se estableció en 12 ton, como parámetro de diseño, éste está repartido de la siguiente forma: dos paredes soportantes y la bóveda superior, el cálculo del peso del concreto en un tramo de la lámina cilíndrica se puede calcular de la siguiente forma.

$$W = V * P_e \quad [3.29]$$

³⁰ Maydana Ángel: Cátedra de estructuras, Taller vertical III, pág.6

donde:

W = peso

V = volumen

Pe = peso específico del material

El volumen se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$V = A_{st} * L \quad [3.30]$$

donde:

V = volumen

A_{st} = área de la sección transversal

L = longitud no apoyada de la lámina cilíndrica

A partir de la figura 3.29, el área de la sección transversal se puede calcular de la siguiente forma:

$$A_{st} = \pi * (R_e^2 - R_i^2) \quad [3.31]$$

donde:

R_e = radio exterior

R_i = radio interior

Reemplazando datos en 3.31 se tiene:

$$A_{st} = \pi * (R_e^2 - R_i^2) = \pi * (200^2 \text{ cm}^2 - 180^2 \text{ cm}^2) = 11938.05 \text{ cm}^2$$

Reemplazando este valor en 3,30 se tiene:

$$V = 11938.05 \text{ cm}^2 * 105 \text{ cm} = 1253495.47 \text{ cm}^3 = 1.25 \text{ m}^3$$

Reemplazando valores en 3.29 se tiene:

$$W = 1.25 \text{ m}^3 * 2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 3008.40 \text{ Kg}.$$

El área de la sección no apoyada se puede calcular como sigue:

$$A_{na} = 180 \text{ cm} * \pi * 105 \text{ cm} = 59376.10 \text{ cm}^2$$

El peso de la lámina cilíndrica en la sección no apoyada se puede calcular multiplicando el área de ésta por el espesor y por el peso específico del acero, como se indica en la siguiente operación:

$$W_l = 59376.10 \text{ cm}^2 * 0.2 \text{ cm} * 7.85 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3} * \frac{1 \text{ Kg}}{1000 \text{ g}} = 93.22 \text{ Kg}$$

Sumando el peso del concreto más el peso del acero se tiene un peso total de: 3101.62 Kg., dividiendo este valor para el área de la sección no apoyada se tiene la distribución superficial de carga q.

$$q = \frac{3101.62 \text{ Kg}}{59376.10 \text{ cm}^2} = 0.0522 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Reemplazando datos en la fórmula 3.28 se tiene:

$$N_{\phi_{\max}} = -0.0522 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 180 \text{ cm} * \cos 0 = 9.396 \text{ Kg.cm}$$

La aplicación de la fórmula de flexión de elementos rectos a elementos curvos siempre da resultados erróneos. Cuando todas las fibras del elemento tienen el mismo centro de curvatura, la viga curvada existe y se calcula mediante la teoría de Winkler Bach, la que propone que el esfuerzo en un punto situado a y unidades del eje centroidal es:

$$S = \frac{M}{A * R} \left[1 + \frac{y}{Z(R + y)} \right] \quad [3.32]^{31}$$

donde:

S = Esfuerzo

M = momento flector que se considera positivo cuando incrementa la curvatura

A = área de la sección transversal

y = distancia desde el punto al eje centroidal

Z = propiedad de la sección transversal

Z se define de acuerdo a la siguiente fórmula:

³¹ MARKS L. Manual del Ingeniero Mecánico, Pág: 315

$$Z = -\frac{1}{A} \int \frac{y}{R+y} * da \quad [3.33]^{32}$$

Para calcular Z en la figura 3.30 se toma la tabla de valores para esta variable que proporciona Marks en la tabla 5.2.16 página 316

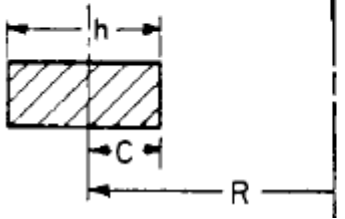
Analytical Expressions for Z	
Section	Expression
	$Z = -1 + \frac{R}{h} \ln \frac{R+C}{R-C}$

Figura 3.33 Valor de la expresión Z

Fuente: Marks' Standar Handbook for Mechanical Engineers

De acuerdo con la figura 3.32:

$$R = 1799 \text{ mm}$$

$$h = 2 \text{ mm}$$

$$C = 1 \text{ mm}$$

Reemplazando valores en la expresión analítica de Z se tiene:

$$Z = -1 + \frac{1799 \text{ mm}}{2 \text{ mm}} * \ln \frac{1799 \text{ mm} + 1 \text{ mm}}{1799 \text{ mm} - 1 \text{ mm}} = -0.0105$$

Para calcular la carga equivalente Q que produce la carga distribuida N_ϕ por la longitud de la sección no apoyada

$$Q = 9.36 \text{ Kg.cm} * 105 \text{ cm} = 982.80 \text{ Kg.}$$

El momento M se calcula multiplicando Q por el valor del radio:

³² IBID 31

$$M = 982.80 \text{ Kg} * 180 \text{ cm} = 176904 \text{ Kg.cm}$$

El área de la sección transversal será el espesor de la lámina, por la longitud no apoyada, entonces

$$A = 0.2 \text{ cm} * 105 \text{ cm} = 21 \text{ cm}^2$$

En este caso tomamos $y = R$ para calcular el esfuerzo en un punto de la periferia del la lámina cilíndrica, reemplazando valores en la fórmula 3.32 se tiene:

$$S = \frac{176904 \text{ Kg.cm}}{21 \text{ cm}^2 * 180 \text{ cm}} \left[1 + \frac{180 \text{ cm}}{-0.015(180 \text{ cm} + 180 \text{ cm})} \right] = -1513.20 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Para una lámina de acero estructural tipo ASTM A 1011 GRADO 33 laminada en caliente y espesores $1.6 \leq t \leq 2.5 \text{ mm.}$, el límite de fluencia es de 230 MPa, según se expuso en la página 50, $230 \text{ Mpa} = 2346.94 \text{ Kg} / \text{cm}^2$, debido a que el límite de fluencia es mayor que el del esfuerzo aplicado se tiene un factor de seguridad de:

$$F_s = \frac{2346.94 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{1513.20 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 1.55$$

Como se puede observar 55% de seguridad es un valor que garantiza el funcionamiento de la lámina cilíndrica y justifica la selección de la lámina.

3.3.3.2 Esfuerzos longitudinales

En la lámina cilíndrica se producen esfuerzos longitudinales que se ubican a lo largo de la generatriz, éstos también tienen un valor máximo localizado en el centro de este eje, como indica la figura siguiente:

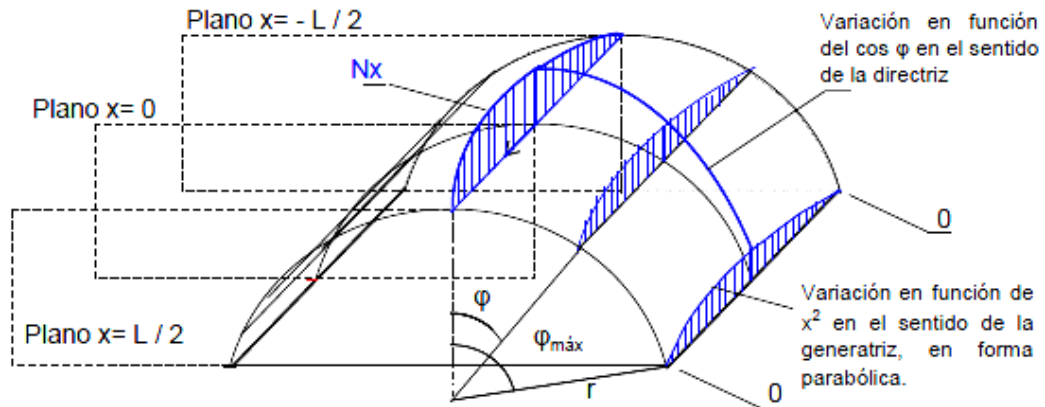


Figura 3.34 Esfuerzos longitudinales

Fuente: autor

El valor de los esfuerzos longitudinales se puede calcular mediante la siguiente fórmula:

$$N_x = -\frac{q}{r} \left[\frac{L^2}{4} - x^2 \right] * \cos \varphi \quad [3.34]^{33}$$

donde:

N_x = intensidad de fuerza distribuida en la dirección de la generatriz. N_x en (kg/cm)

q = carga superficial sobre la lámina: peso propio g ; sobrecarga p ; la suma de ambas: q en (kg/cm²)

r = radio de la lámina en (cm)

φ = ángulo a partir de la vertical

φ_{\max} = ángulo entre la vertical y el extremo de la lámina

x = longitud medida a partir del centro de la lámina hacia los extremos que también se denominan tímpanos

L = longitud de la lámina

Si en la fórmula 3.34 se toma el plano $x = 0$ y el ángulo $\varphi = 0^\circ$ se tendrá el valor máximo de la intensidad de fuerza N_x , reemplazando valores en la fórmula 3.34 se tiene:

³³ Maydana Ángel: Cátedra de estructuras, Taller vertical III, pág.8

$$N_x = -\frac{0.0522 \frac{Kg}{cm^2}}{180cm} \left[\frac{240^2 cm^2}{4} \right] * \cos 0^0 = 4.176 \frac{Kg}{cm}$$

El esfuerzo normal en la generatriz se calcula de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$\sigma_N = \frac{N_x}{t} * 100 \quad [3.35]^{34}$$

donde:

σ_N = Esfuerzo normal en la generatriz

t = espesor de la lamina

Reemplazando valores en la fórmula 3.35 se tiene:

$$\sigma_N = \frac{4.176 \frac{Kg}{cm}}{0.2cm} * 100 = 2088 \frac{Kg}{cm^2}$$

El factor de seguridad se calcula mediante la siguiente expresión

$$F_s = \frac{2346.94 \frac{Kg}{cm^2}}{2088 \frac{Kg}{cm^2}} = 1.12$$

3.3.3.3 Esfuerzos tangenciales

De acuerdo con el teorema de Cauchy, a causa de la presencia de las tensiones N_x y N_ϕ , para equilibrar el efecto de arco aparecen los esfuerzos tangenciales $N_{\phi x}$ en las caras normales, Estos esfuerzos tangenciales aparecen en el centro y van creciendo hacia los tímpanos donde se hacen máximos, las figuras siguientes muestran un elemento finito de la lámina cilíndrica sometido al estado biaxial de esfuerzos y las cargas debidas éstos.

³⁴ IBID 33

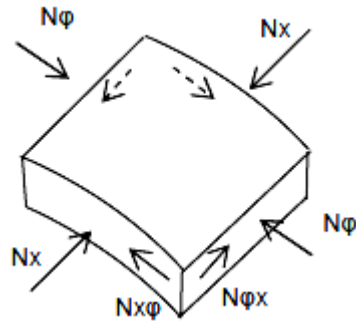


Figura 3.35 Estado biaxial de esfuerzos en la lámina cilíndrica

Fuente: autor

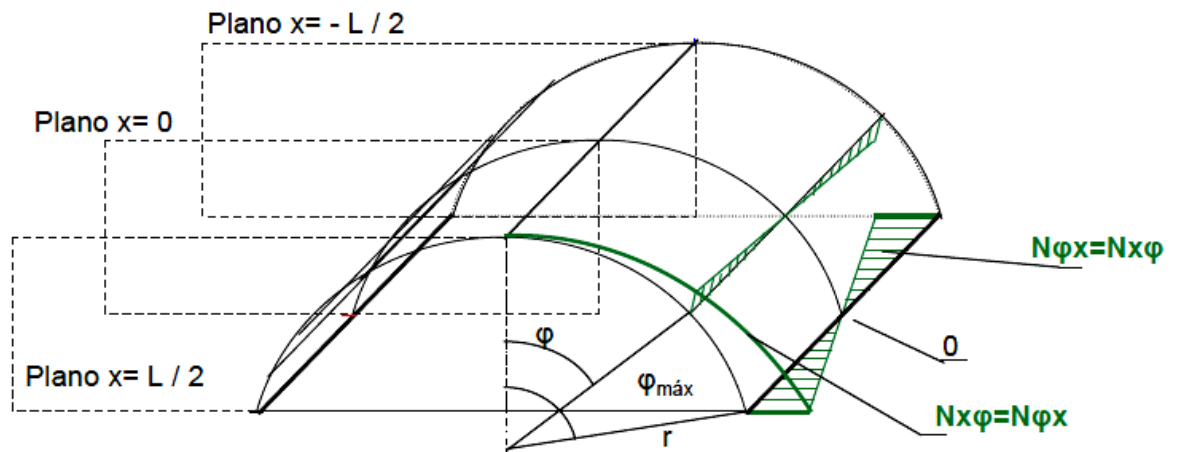


Figura 3.36 Esfuerzos tangenciales

Fuente: autor

donde:

$N_{\phi x} = N_{x\phi}$ intensidad de fuerza tangencial por unidad de longitud. $N_{\phi x}$ en (kg/cm)

q = carga superficial sobre la lámina: peso propio g ; sobrecarga p ; la suma de ambas: q en (kg/cm²)

r = radio de la lámina en (cm)

ϕ = ángulo a partir de la vertical

$\phi_{\text{máx}}$ = ángulo entre la vertical y el extremo de la lámina

x = longitud medida a partir del centro de la lámina hacia los extremos que también se denominan tímpanos

L = longitud de la lámina

El valor de $N_{\phi x}$ se puede cuantificar de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$N_{\varphi x} = -2q * x * \text{sen} \varphi \quad [3.36]^{35}$$

Considerando $x = -L/2$ y $\varphi = 90^0$ y reemplazando valores en 3.36 se tiene:

$$N_{\varphi x} = -2 * 0.0522 \frac{Kg}{cm^2} * -120cm * \text{sen} 90^0 = 12.53 \frac{Kg}{cm}$$

El esfuerzo tangencial en la lámina cilíndrica se calcula de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$\tau_{x\varphi} = \frac{N_{\varphi x}}{t} * 100 \quad [3.37]^{36}$$

Reemplazando valores en la fórmula 3.37 se tiene:

$$\tau_{x\varphi} = \frac{12.53 \frac{Kg}{cm}}{0.2cm} * 100 = 6265 \frac{Kg}{cm^2}$$

De acuerdo a la teoría del esfuerzo cortante máximo, el esfuerzo cortante debe ser menor que la mitad del límite de fluencia, como se puede observar el esfuerzo cortante es mucho mayor. La solución exige reforzar el filo de la lámina cilíndrica, se propone reforzar mediante la adición de una platina de 10 mm., de espesor con lo que se tendría lo siguiente:

$$\tau_{x\varphi} = \frac{12.53 \frac{Kg}{cm}}{1.2cm} * 100 = 1044.16 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$S_{sy} = S_y / 2 = 2346.94 / 2 = 1173.46 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

El factor de seguridad se puede calcular mediante la siguiente relación matemática:

$$F_s = \frac{1173.46 \frac{Kg}{cm^2}}{1044.16 \frac{Kg}{cm^2}} = 1.12$$

³⁵ IBID 33

³⁶ IBID 33

3.4 Viga curva reforzada

La viga curva reforzada consta de un semi arco metálico, construido en platina de acero de 100 x 10 mm, en las dimensiones que muestra la figura:

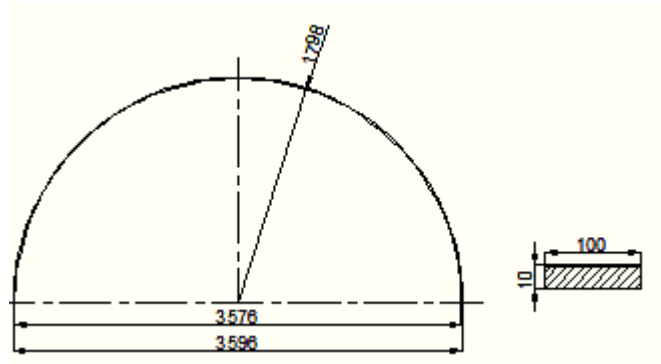


Figura 3.37 Semi arco metálico de la viga curva reforzada

Fuente: autor

El peso del semi arco metálico se calcula de la siguiente forma:

Longitud: $\pi * R = \pi * 180 \text{ cm} = 565.50 \text{ cm}$

Volumen: $10 \text{ cm} * 1 \text{ cm} * 565,50 \text{ cm} = 5655 \text{ cm}^3$

Peso: $5655 \text{ cm}^3 * 7.85 \text{ g/cm}^3 * 1 \text{ Kg} / 1000 \text{ g} = 44.39 \text{ Kg}$.

La viga curva además tiene elementos de refuerzo y una viga de montaje como indica la figura siguiente:

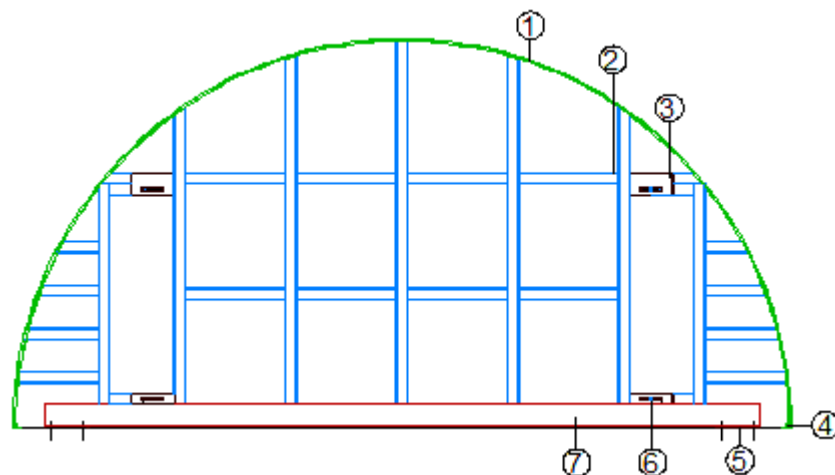


Figura 3.38 Viga curva reforzada: 1.Semi arco metálico, 2. Refuerzo, 3 Placa guía superior, 4. Platina de refuerzo, 5. Placa de montaje, 6. Placa guía inferior, 7. Viga de montaje

Fuente: autor

3.4.1 Cargas sobre la viga curva reforzada

En la figura 3.19 se observa que el módulo dispone de tres vigas curvas reforzadas, dos a los extremos y una a la mitad, de acuerdo con la teoría de las contribuciones de carga, la viga curva central es la que soporta la mitad del peso del hormigón y de la lámina cilíndrica, las vigas curvas extremas, cada una soporta la cuarta parte solamente. Se conoce que cuando la relación $r/h < 5$, la viga se denomina de gran curvatura, en este caso, para la viga curva semicircular $r/h = 1$

El peso del hormigón de la bóveda se calcula empleando la siguiente fórmula:

$$W_h = \frac{1}{2} \pi * (R_e^2 - R_i^2) * L * P_e \quad [3.38]$$

donde:

W_h = peso

R_e = radio exterior

R_i = radio interior

L = longitud

P_e = peso específico

De acuerdo con la figura 3.27, se reemplazan los datos en la fórmula 3.38 para calcular el peso del hormigón

$$W_h = \frac{1}{2} \pi * (200^2 \text{ cm}^2 - 180^2 \text{ cm}^2) * 240 \text{ cm} * 2.4 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3} * \frac{1 \text{ Kg}}{1000 \text{ g}} = 6876.32 \text{ Kg}$$

El peso del acero de la lámina cilíndrica

$$W_a = \frac{1}{2} \pi * (180^2 \text{ cm}^2 - 179.8^2 \text{ cm}^2) * 240 \text{ cm} * 7.85 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3} * \frac{1 \text{ Kg}}{1000 \text{ g}} = 425.91 \text{ Kg}.$$

La carga total sobre el módulo es: $6876.32 + 425.91 = 7302.23 \text{ Kg}$.

La viga curva central es la más cargada con la mitad de la carga total, es decir con 3651.12 Kg, la que se supone es una carga contenida en el plano del eje de simetría de la viga.

El estudio de la viga curva se lo divide en tres partes secuenciales:

- a. Cálculo de solicitaciones
- b. Análisis de tensiones
- c. Análisis de deformaciones

3.4.1.1 Cálculo de solicitaciones

Cuando el eje de la viga y los ejes de las cargas están contenidos en el mismo plano XY y, además uno de los ejes principales de inercia está en dicho plano, la viga después de deformada seguirá estando en el mismo.³⁷

Las cargas que se presentan son:

- M_z : Momento flector
- N_z : Esfuerzo axial
- Q_y : Esfuerzo cortante

Debido a la simetría de la viga con respecto al eje centroidal, se puede analizar las cargas que se originan, como indica la figura siguiente:

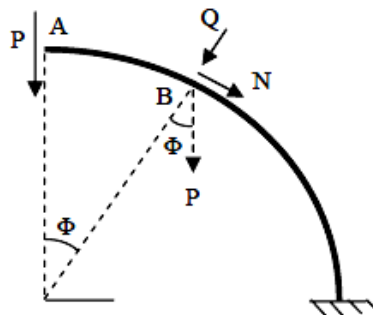


Figura 3.39 Cargas en la viga curva

Fuente: autor

³⁷ Jorge Maiztegui Vigas de eje curvo, Pág: 3

De acuerdo a la figura 3.39 se pueden escribir las siguientes fórmulas:

$$N_B = -P \cdot \sin \alpha \quad [3.39]$$

$$Q_B = P \cdot \cos \alpha \quad [3.40]$$

$$M_B = P \cdot R \cdot \sin \alpha \quad [3.41]$$

3.4.1.2 Análisis de tensiones

Se hace necesario analizar que efecto produce la curvatura de la viga sobre la distribución de tensiones normales en la sección transversal de la viga sometida a momento flector, se supone que sigue teniendo validéz la hipótesis de Navier respecto de que las secciones planas antes de la deformación continúan siendo planas después de la deformación, por tanto la deformación de cada fibra es proporcional a la distancia que las separa del eje neutro. Como se puede ver, hasta aquí no existe ninguna variación respecto al análisis que se hace con las vigas de eje recto, la diferencia radica en que la longitud inicial de cada fibra es distinta y, 'por ende la deformación unitaria $\varepsilon = \frac{\delta \cdot ds}{ds}$ no es igual para las fibras ubicadas hacia el lado cóncavo o convexo, aunque esten a igual distancia del eje neutro. Además los esfuerzos normales dados por la Ley de Hooke $\sigma = \varepsilon \cdot E$ ya no son directamente proporcionales a la distancia a la fibra neutra.

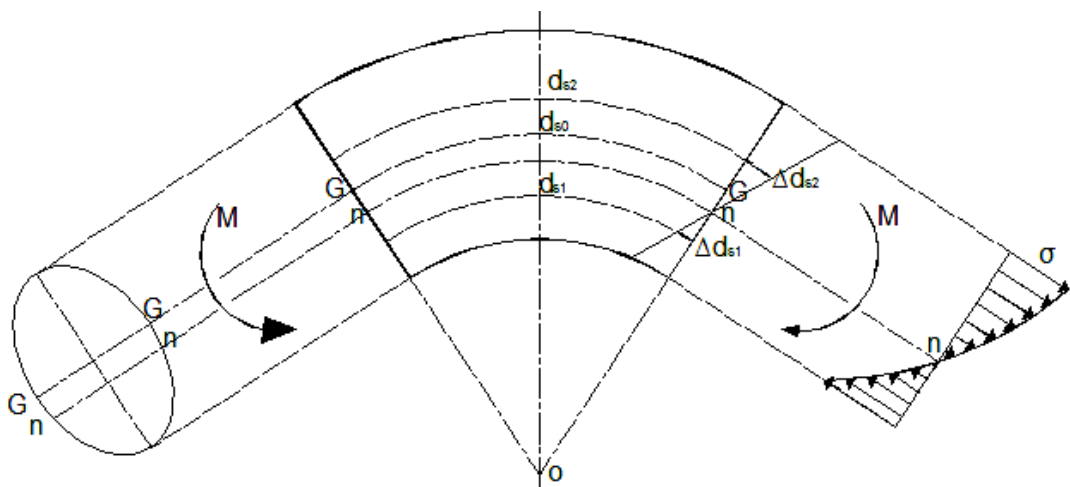


Figura 3.40 Esfuerzos en vigas curvas

Fuente: autor

En la figura 3.40 se tiene que el incremento Δd_{s2} debe ser igual al decremento Δd_{s1}

para garantizar la planitud de la superficie después de la curvatura, pero la longitud del arco $d_{s1} <$ la longitud del arco d_{s2} implica que la deformación unitaria ε_1 sea mayor que la deformación unitaria ε_2 , por lo tanto el esfuerzo normal σ_1 debe ser mayor que el esfuerzo normal σ_2 , debido a que los volúmenes en tensión deben ser iguales a los volúmenes en compresión, para que haya equilibrio el eje neutro G, ya no será baricéntrico sino que se desplaza hacia el lado cóncavo hasta la posición n, para el análisis de las tensiones, sobre un plano de corte horizontal de la sección transversal se dibujan los elementos infinitesimales que muestra la siguiente figura:

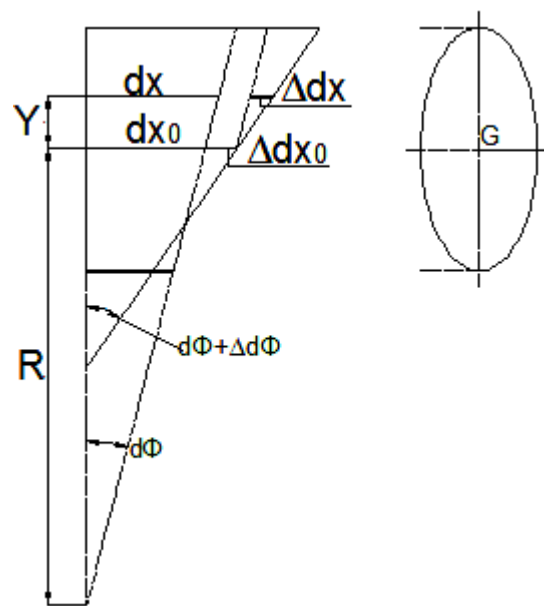


Figura 3.41 Incrementos infinitesimales en la sección transversal

Fuente: autor

De acuerdo a la ley de Hooke, el esfuerzo normal se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$\sigma = \varepsilon * E \quad [3.42]$$

donde:

σ = esfuerzo normal

ε = deformación unitaria

E = módulo de elasticidad

De la figura 3.41 se pueden escribir las siguientes relaciones:

$$\varepsilon = \frac{\delta dx}{dx} = \delta dx_0 + \frac{y}{dx} * \delta d\Phi \quad [3.43]$$

$$dx = (R + y) * d\Phi \quad [3.44]$$

$$dx_0 = R * d\Phi \Rightarrow d\Phi = \frac{dx_0}{R} \quad [3.45]$$

Reemplazando 3.44 y 3.45 en 3.43 se tiene:

$$\varepsilon = \frac{\delta dx_0}{(R + y) * \frac{dx_0}{R}} + \frac{y}{(R + y)} * \frac{\delta d\Phi}{d\Phi} = \frac{\varepsilon_0}{1 + \frac{y}{R}} + \frac{y}{R} * \frac{1}{\left(1 + \frac{y}{R}\right)} * \frac{\delta d\Phi}{d\Phi} \quad [3.46]$$

$$\varepsilon = \frac{1}{\left(1 + \frac{y}{R}\right)} * \left(\varepsilon_0 + \frac{y}{R} * \frac{\delta d\Phi}{d\Phi}\right) = \frac{1}{\left(1 + \frac{y}{R}\right)} * \left(\varepsilon_0 + \varepsilon_0 * \frac{y}{R} - \varepsilon_0 * \frac{y}{R} + \frac{y}{R} * \frac{\delta d\Phi}{d\Phi}\right) \quad [3.47]$$

Reduciendo términos se tiene:

$$\varepsilon = \frac{1}{\left(1 + \frac{y}{R}\right)} * \left[\varepsilon_0 * \left(1 + \frac{y}{R}\right) + \frac{y}{R} * \left(\frac{\delta d\Phi}{d\Phi} - \varepsilon_0\right)\right] \quad [3.48]$$

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \frac{y}{R + y} * \left(\frac{\delta d\Phi}{d\Phi} - \varepsilon_0\right) \quad [3.49]$$

Analizando el caso en que la sección está sometida a una carga axial N y un momento flector M externos, debido a que estas acciones externas deberán estar en equilibrio con la reacción interna manifestada a través de un determinado estado de tensiones, se deben cumplir las siguientes fórmulas:

$$\int \sigma * dA = N \quad [3.50]$$

$$\int \sigma * y * dA = M \quad [3.51]$$

Reemplazando el valor del esfuerzo normal a partir de las ecuaciones 3,42 y 3,49 se tienen las siguientes ecuaciones:

$$N = \int E \cdot \varepsilon_0 \cdot dA + \int E \cdot \frac{y}{R+y} \cdot \left(\frac{\delta d\Phi}{d\Phi} - \varepsilon_0 \right) \cdot dA \quad [3.52]$$

$$M = \int E \cdot \varepsilon_0 \cdot y \cdot dA + \int E \cdot \frac{y^2}{R+y} \cdot \left(\frac{\delta d\Phi}{d\Phi} - \varepsilon_0 \right) \cdot dA \quad [3.53]$$

Ordenando términos se tiene:

$$N = E \cdot \varepsilon_0 \cdot A + E \cdot \left(\frac{\delta d\Phi}{d\Phi} - \varepsilon_0 \right) \cdot \int \frac{y}{R+y} \cdot dA \quad [3.54]$$

$$M = E \cdot \varepsilon_0 \cdot \int y \cdot dA + E \cdot \left(\frac{\delta d\Phi}{d\Phi} - \varepsilon_0 \right) \cdot \int \frac{y^2}{R+y} \cdot dA \quad [3.55]$$

Teniendo en cuenta que $\int y \cdot dA = 0$ y que:

$$\int \frac{y^2}{R+y} \cdot dA = \int \frac{y^2 + y \cdot R - y \cdot R}{R+y} \cdot dA = \int \frac{y \cdot (R+y)}{R+y} \cdot dA - \int \frac{R \cdot y}{R+y} \cdot dA = -R \cdot \int \frac{y}{R+y} \cdot dA \quad [3.56]$$

Si se denomina Z a
$$Z = -\frac{1}{A} \cdot \int \frac{y}{R+y} \cdot dA \quad [3.57]$$

Reemplazando 3.56 y 3.57 en 3.54 y 3.55 se tiene:

$$N = E \cdot \varepsilon_0 \cdot A + E \cdot \left(\frac{\delta d\Phi}{d\Phi} - \varepsilon_0 \right) \cdot (-A \cdot Z) \quad [3.58]$$

$$M = E \cdot \left(\frac{\delta d\Phi}{d\Phi} - \varepsilon_0 \right) \cdot (R \cdot A \cdot Z) = E \cdot R \cdot A \cdot Z \cdot \left(\frac{\delta d\Phi}{d\Phi} - \varepsilon_0 \right) \quad [3.59]$$

A partir de la ecuación 3,59 se tiene:

$$\frac{\delta d\Phi}{d\Phi} - \varepsilon_0 = \frac{M}{E \cdot A \cdot R \cdot Z} \quad [3.60]$$

Reemplazando 3.60 en la 3.58 se tiene:

$$N = E \cdot \varepsilon_0 \cdot A - E \cdot A \cdot Z \cdot \frac{M}{E \cdot A \cdot R \cdot Z} = E \cdot \varepsilon_0 \cdot A - \frac{M}{R} \quad [3.61]$$

Entonces:

$$\varepsilon_0 = \left(N + \frac{M}{R} \right) \cdot \frac{1}{E \cdot A} \quad [3.62]$$

Reemplazando 3.62 y 3.60 en la fórmula 3.49 se tiene:

$$\sigma = E \cdot \left(N + \frac{M}{R} \right) \cdot \frac{1}{E \cdot A} + E \cdot \frac{y}{R + y} \cdot \frac{M}{E \cdot A \cdot R \cdot Z} \quad [3.63]$$

Reordenando se tiene:

$$\boxed{\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{A \cdot R} \cdot \left(1 + \frac{1}{Z} \cdot \frac{y}{R + y} \right)} \quad [3.64]$$

La fórmula 3.64 se la conoce como la fórmula de GRASHOF o de WINKLER, donde A es el área de la sección transversal de la viga curva, los demás términos fueron definidos, en el análisis de la lámina cilíndrica, páginas 77 y 78.

A priori se proyecta a la viga curva formada por una placa maciza, platina de acero al carbono ASTM A-36 de 100 mm, de ancho por 10 mm de espesor, curvada de acuerdo a la figura 3.37, en este caso tanto las tensiones radiales como las longitudinales son de escaso valor por lo que no se las calcula. Reemplazando valores en la fórmula 3.64 se tiene:

De acuerdo con la fórmula 3.39, $N_B = -P \cdot \sin \alpha$, el valor máximo se obtiene para $\alpha = 90^\circ$, $N_B = 3652.12 \text{ Kg}$, el área de la sección transversal $A = 10\text{cm} \times 1\text{cm} = 10 \text{ cm}^2$, los valores para el cálculo de Z se toman de la figura siguiente:

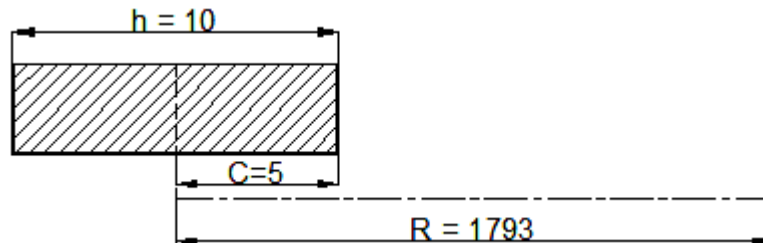


Figura 3.42 Sección longitudinal de la viga curva

Fuente: autor

De acuerdo a la fórmula dada por la figura 3.31 el valor de Z se calcula de la siguiente forma:

$$Z = -1 + \frac{1793\text{mm}}{10\text{mm}} * \ln \frac{1793\text{mm} + 5\text{mm}}{1793\text{mm} - 5\text{mm}} = 0.0041$$

El valor máximo que puede tomar y , a partir de la figura 3.39 es 5 mm, reemplazando valores en la fórmula 3.64 se tiene:

$$\sigma = \frac{3651.12\text{Kg}}{10\text{cm}^2} + \frac{3651.12\text{Kg} * 179.8\text{cm}}{10\text{cm}^2 * 179.8\text{cm}} * \left(1 + \frac{1}{0.0041} * \frac{5}{1798 + 5} \right) = 977.18 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Transformando unidades $\sigma = 13869.63\text{Psi}$, para el acero ASTM A-36 el factor de seguridad es:

$$F_s = \frac{36000\text{Psi}}{13869.63\text{Psi}} = 2.59$$

Con lo cual se garantiza el funcionamiento de la viga curva.

3.4.1.3 Análisis de deformaciones

Varios tratadistas de la resistencia de materiales, entre ellos Timoshenko, Singer y Pisarenko, recomiendan que el cálculo para cuantificar las deformaciones en piezas de eje curvo puede hacerse aplicando los mismos criterios que se emplean en el análisis de vigas en eje recto, se puede proceder de esta forma, debido a que no existe una diferencia apreciable en la forma de calcular en ambos casos, salvo el caso de curvaturas muy fuertes, además con la teoría del eje recto se obtienen resultados por el lado de la seguridad.

Para el cálculo de la deformación en la viga curva, se hace uso del teorema de Castigliano, el cual se expresa de la siguiente forma: “En un cuerpo elástico en equilibrio sometido a un sistema de fuerzas cualquiera, el desplazamiento, de un punto donde actúa una fuerza, en la dirección de la fuerza, está dado por la derivada parcial de la energía de deformación respecto de dicha fuerza”³⁸, la expresión matemática del Teorema de Castigliano se la puede escribir mediante la siguiente fórmula:

$$\delta_P = \frac{\partial A_i}{\partial P} \quad [3.65]$$

donde:

δ_P = deformación en la dirección de la fuerza

A_i = energía de deformación

La fuerza axial provoca un giro de una sección respecto de otra alrededor del centro O, por lo que todas las fibras tienen la misma deformación específica ϵ , como indica la figura siguiente:

³⁸ Shigley J., Diseño en Ingeniería Mecánica, Pág:124

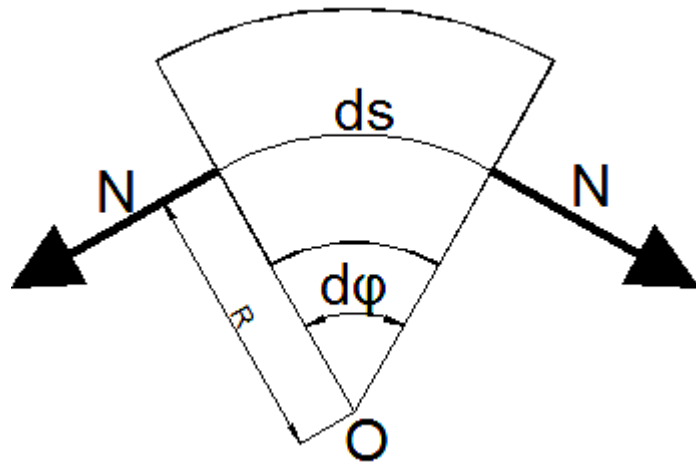


Figura 3.43 Giro debido a la carga normal

Fuente: autor

El esfuerzo normal debido a la carga normal se puede calcular mediante la siguiente formula:

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad [3.66]$$

donde:

σ = esfuerzo normal

A = área de la sección transversal

N = carga normal

De la fórmula 3.66 se puede escribir $N = \sigma \cdot A$ y la derivada de la energía de una de las cargas N mostradas en la figura 3.41 se expresa mediante la fórmula siguiente:

$$d_{AN} = \sigma * A * \frac{1}{2} \epsilon * ds \quad [3.67]$$

Reemplazando ϵ por su equivalente $\epsilon = \sigma/E$ dado por la Ley de Hooke, se tiene:

$$d_{AN} = \frac{\sigma^2}{E} A * \frac{1}{2} * ds \quad [3.68]$$

Reemplazando 3.66 en 3.68 se tiene:

$$d_{AN} = \frac{N^2}{A^2 E} A * \frac{1}{2} * ds = \frac{1}{2} * \frac{N^2}{A^2 E} * ds \quad [3.69]$$

Finalmente la energía interna debida a la fuerza normal se expresa mediante la siguiente fórmula:

$$A_N = \frac{1}{2} \int \frac{N^2}{A^2 E} ds \quad [3.70]$$

En forma análoga la energía interna debida a la fuerza cortante se expresa mediante la siguiente fórmula:

$$A_Q = \frac{1}{2} * \chi * \int \frac{Q^2}{G * A} * ds \quad [3.71]$$

donde:

A_Q = energía interna debida al cortante

Q = carga cortante

G = módulo de rigidez

A = área de la sección transversal

χ = coeficiente de forma

El factor de forma se cuantifica mediante la tabla 3.1

TABLA 3.1³⁹

	=
	—
	=

³⁹ Shigley J. Diseño en Ingeniería Mecánica, Pág. 122

Para el cálculo de la energía interna provocada por el momento flector se hace uso del principio de trabajos virtuales que en su forma más general dice que: “En una estructura sometida a un sistema de fuerzas en equilibrio, para una deformación virtual cualquiera, el trabajo exterior es igual al trabajo interior”⁴⁰

Para un elemento ds , la energía acumulada se expresa mediante la siguiente fórmula:

$$A_e = \frac{1}{2} * M * \delta\theta \quad [3.72]$$

donde:

A_e = Energía interna debida al momento flector

M = momento flector

$\delta\theta$ = giro de las secciones

Recordando la fórmula 3.60 se tiene:

$$\frac{\delta\theta}{\delta\theta} - \epsilon_0 = \frac{M}{E * A * R * Z}$$

Y siendo ϵ_0 para $N=0$, se tiene que: $\epsilon_0 = \frac{M}{E * A * R}$ [3.73]

Reemplazando 3.73 en 3.60 se tiene:

$$\frac{\delta\theta}{\delta\theta} = \frac{M}{E * A * R} * \left(1 + \frac{1}{Z}\right) = \frac{M}{E * A * R * Z} * (1 + Z) \quad [3.74]$$

Entonces:

$$dA_M = \frac{1}{2} * M * \delta\theta = \frac{1}{2} * \frac{M^2}{E * A * R * Z} * (1 + Z) * \frac{ds}{R} \quad [3.75]$$

⁴⁰ Maiztegui J. Vigas de eje curvo, Pág. 14

Si se tiene en cuenta que $\sigma = \frac{M}{A * R} \left(1 + \frac{1}{Z} * \frac{y}{R + y} \right)$ fórmula 3.64 y calculamos la posición del eje neutro y_0 para lo cual hacemos que $\sigma=0$, ya que en el eje neutro la tensión es nula, se tiene: $\left(1 + \frac{1}{Z} * \frac{y}{R + y} \right) = 0 \Rightarrow 1 = -\frac{1}{Z} * \frac{y_0}{R + y_0}$

Despejando y_0 se tiene:

$$y_0 = -\frac{Z * R}{1 + Z} \quad [3.76]$$

Despreciando el signo de y_0 , la expresión de la energía interna producida por el momento queda de la siguiente forma

$$dA_M = \frac{1}{2} * \frac{M^2}{E * A * R * y_0} ds \quad [3.77]$$

$$A_M = \frac{1}{2} * \int \frac{M^2}{E * A * R * y_0} ds \quad [3.78]$$

Si llegaran a actuar simultáneamente el momento flector M y la carga normal N se presenta un trabajo recíproco de deformación A_{MN} , se debe considerar que M provoca una deformación ε_0 a nivel del eje neutro, que fue calculada por la fórmula 3.33 $\varepsilon_0 = M / (E * A * R)$, entonces la derivada de la energía de deformación se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$dA_{MN} = \frac{M * N}{E * A * R} * ds \quad [3.79]$$

La energía total de deformación es la que muestra la siguiente fórmula:

$$A_{MN} = \frac{1}{2} * \int \frac{M * N}{E * A * R * y_0} * ds \quad [3.80]$$

La expresión que da la energía total de deformación A_T para una pieza de eje curvo es la siguiente:

$$A_T = \frac{1}{2} \int \frac{N^2}{A^2 E} ds + \frac{1}{2} * \chi * \int \frac{Q^2}{G * A} * ds + \frac{1}{2} * \int \frac{M^2}{E * A * R * y_0} * ds + \int \frac{M * N}{E * A * R} ds \quad [3.81]$$

En las fórmulas 3.39 a 3.41 y la figura 3.41 se tiene:

$N = -P * \text{sen} \varphi$, $Q = P * \cos \varphi$, $M = P * R * \text{sen} \varphi$ y $ds = R * d\varphi$, reemplazando estos valores en las diferentes integrales se tiene:

$$\frac{1}{2} \int \frac{N^2}{A^2 E} ds = \frac{1}{2} * \int \frac{P^2 \text{sen}^2 \varphi}{A^2 * E} * R d\varphi = \frac{1}{2} * \frac{P^2 * R}{A^2 * E} * \int_0^\pi \text{sen}^2 \varphi * d\varphi$$

$$\int_0^\pi \text{sen}^2 \varphi * d\varphi = 1.571^{41}$$

$$\frac{1}{2} \int \frac{N^2}{A^2 E} ds = \frac{1.571}{2} * \frac{P^2 * R}{A^2 * E}$$

$$\frac{1}{2} * \chi * \int \frac{Q^2}{G * A} * ds = \frac{1}{2} * \chi * \int \frac{P^2 * \cos^2 \varphi * R}{G * A} * d\varphi = \frac{\chi}{2} * \frac{P^2 * R}{G * A} * \int_0^\pi \cos^2 \varphi * d\varphi$$

$$\int_0^\pi \cos^2 \varphi * d\varphi = 1.571^{42}$$

$$\frac{1}{2} * \chi * \int \frac{Q^2}{G * A} * ds = \frac{1.5 * 1.571}{2} * \frac{P^2 * R}{G * A}$$

$$\frac{1}{2} * \int \frac{M^2}{E * A * R * y_0} * ds = \frac{1}{2} * \int \frac{P^2 * R^2 * \text{sen}^2 \varphi * R}{E * A * R * y_0} * d\varphi \quad [3.82]$$

⁴¹ Pisarenko, Manual de Resistencia de materiales, tabla 34, pág: 405

⁴² Pisarenko, Manual de Resistencia de materiales, tabla 34, pág: 405

De acuerdo con la fórmula 3.76 se tiene:

$$y_0 = -\frac{Z * R}{1 + Z}$$

$Z = 0.0041$, valor calculado en la página 92, que reemplazado en la fórmula 3.76 da:

$y_0 = 0.0041 * R$, reemplazando el valor de y_0 en la fórmula 3.76 se tiene:

$$\frac{1}{2} * \int \frac{P^2 * R^2 * \text{sen}^2 \varphi * R}{E * A * R * 0.0041 R} = \frac{1}{2 * 0.0041} * \frac{P^2 * R}{E * A} * \int_0^\pi \text{sen}^2 \varphi * d\varphi$$

$$\frac{1}{2} * \int \frac{M^2}{E * A * R * y_0} * ds = \frac{1.571}{2 * 0.0041} * \frac{P^2 * R}{E * A}$$

$$\int \frac{M * N}{E * A * R} * ds = \int \frac{P * R * \text{sen} \varphi * P * \text{sen} \varphi * R}{E * A * R} * d\varphi = \frac{P^2 * R}{E * A} * \int \text{sen}^2 \varphi * d\varphi$$

$$\int \frac{M * N}{E * A * R} * ds = 1.571 * \frac{P^2 * R}{E * A}$$

Resolviendo operaciones en cada uno de los términos y reemplazando en la fórmula 3.81 se tiene:

$$A_T = 0.785 * \frac{P^2 * R}{A^2 * E} + 1.1783 * \frac{P^2 * R}{G * A} + 191.38 * \frac{P^2 * R}{A * E} + 1.571 * \frac{P^2 * R}{A * E} \quad [3.82]$$

$$A_T = P^2 * R * \left(\frac{0.7855}{A^2 * E} + \frac{1.1783}{G * A} + \frac{192.95}{A * E} \right)$$

Los valores de E y G para el acero⁴³

$$E = 30 * 10^6 \frac{lb}{pu \lg^2} = 2.1 * 10^6 \frac{Kg}{cm^2} \quad y \quad G = 11.9 * 10^6 \frac{lb}{pu \lg^2} = 0.89 * 10^6 \frac{Kg}{cm^2}$$

De acuerdo al teorema de Castigliano, el desplazamiento δ , es igual a la derivada de la energía de deformación $\delta = \frac{\partial A_T}{\partial P}$, entonces:

⁴³ 27th Machinery's Handbook Pág. 420

$$\delta = \frac{1}{2} P * R * \left(\frac{0.7855}{A^2 * E} + \frac{1.1783}{G * A} + \frac{192.95}{A * E} \right) \quad [3.83]$$

Reemplazando valores en 3.83 se tiene:

$$\delta = \frac{1}{2} * 3651.2 \text{Kg} * 179.8 \text{cm} * \left(\frac{0.7855}{100 \text{cm}^4 * 2.1 * 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} + \frac{1.1783}{0.84 * 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 10 \text{cm}^2} + \frac{192.95}{10 \text{cm}^2 * 2.1 * 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \right)$$

$$\delta = 0.0025 \text{ cm} = 0.025 \text{ mm}$$

Como se puede observar la deformación es sumamente pequeña, se calculó, despreciando los dos últimos términos, por insignificantes. Debido a que la viga curva tiene desplazables los dos últimos arcos derecho e izquierdo para poder moverse dentro del túnel, es necesario reforzar la viga curva, se proyecta el reforzamiento mediante la ubicación de tubos cuadrados, que se encargan de trasladar la carga a la viga de montaje, ver figura 3.38.

3.4.2 Análisis del reforzamiento

La viga curva se refuerza mediante tubos verticales que van soldados en la platina curvada y en la viga de montaje, como indica la figura 3.38, se supone que todos los tubos soportan la misma carga, tomando la condición más crítica que es la de la viga curva de la mitad, se tiene que sumar a la carga externa el peso de la viga curva que es de 44,39 Kg, valor calculado en la página 84, entonces la carga total es: $3651.12 + 44.39 = 3695.71$, este valor dividido para las 7 columnas, da una carga por columna de 527.93 Kg, este valor se compara con el de la carga crítica de la columna dado por la fórmula de Euler. La condición de carga y la deformación de la columna se pueden observar en la siguiente figura

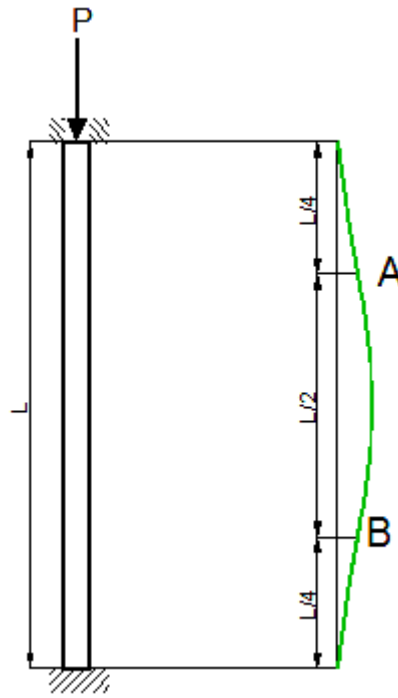


Figura 3.44 Estado de carga de la columna y patrón de deformación

Fuente: autor

El esfuerzo crítico en la columna se puede calcular mediante la siguiente fórmula⁴⁴:

$$\sigma_{crit} = \frac{P_{crit}}{A} = \frac{C * \pi * E}{\left(\frac{l}{k}\right)^2} \quad [3.84]$$

donde:

- $\sigma_{crit.}$ = esfuerzo crítico
- $P_{crit.}$ = carga crítica
- C = Constante de condición de extremos
- E = Módulo de elasticidad
- A = área de la sección transversal
- l/k = relación de esbeltez
- l = longitud de la columna
- k = radio de giro

⁴⁴ Shigley J. Diseño en Ingeniería Mecánica, Página 136

El radio de giro k , se calcula mediante la siguiente fórmula

$$k = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad [3.85]$$

donde:

I = momento de inercia axial

TABLA 3.2

Constante C de condición de extremos			
CONDICIONES DE EXTREMOS DE COLUMNAS	Valor teórico	Valor conservado r	Valor recomendado
Empotrado - libre	1/4	1/4	1/4
Redondeado - redondeado	1	1	1
Empotrado - redondeado	2	1	1.2
Empotrado - empotrado	4	1	1.2

Fuente: Bowles J., Diseño en acero estructural, pág 230

Para el tubo cuadrado de acero de 50 x 50 x 2 mm, se tienen los siguientes datos: Área de la sección transversal 3.69 cm², momento de Inercia $I_x = 14,25 \text{ cm}^4$ y el radio de giro r es de 1,96 cm⁴⁵, por tanto la relación de esbeltez R_e , será el cociente de la longitud efectiva para el radio de giro, la longitud efectiva es el producto de la longitud nominal por la constante C de condición de extremos, todo lo cual se expresa en la fórmula siguiente:

$$R_e = \frac{C * l}{k} \quad [3.86]$$

⁴⁵ DIPAC S.A Catálogo de acero 2010, Pág. 28

A partir de la figura 3.37 se puede establecer que la longitud de la columna es de 1788 mm, de acuerdo a la condición de los extremos de la tabla 3.2 se establece que $C = 1.2$ y el radio de giro $k = 19.6$ mm, reemplazando estos datos en la fórmula 3.86 se tiene:

$$R_e = \frac{1.2 * 1788 \text{ mm}}{19.6 \text{ mm}} = 109.47$$

La relación de esbeltez para elementos sometidos a compresión debe ser ≤ 200 ⁴⁶, el valor calculado es menor, por tanto el tubo central funciona como columna, la carga crítica que pese soportar el tubo se calcula por la siguiente fórmula, despejada de 3.84

$$P_{crit} = \frac{C * \pi^2 * E * A}{\left(\frac{l}{k}\right)^2} \quad [3.87]$$

Reemplazando valores en 3.87 se tiene:

$$P_{crit} = \frac{1.2 * \pi^2 * 2.1 * 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 3.69 \text{ cm}^2}{\left(\frac{1788}{19.6}\right)^2} = 320232.45 \text{ Kg}$$

Como se puede observar, la carga crítica es muchísimo mayor que la carga aplicada, lo cual garantiza el funcionamiento del tubo de reforzamiento.

3.4.2.1 Viga de montaje

En la figura 3.38 se muestra la viga de montaje soportando los parantes de la viga curva reforzada, los que están ubicados a distancias específicas y se conectan a la viga mediante cordones de soldadura como indica la siguiente figura:

⁴⁶ Bowles J. Diseño de acero estructural, pág.293

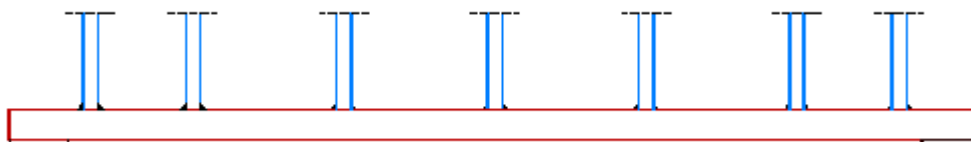


Figura 3.45 Esquema de la viga de montaje con los parantes recortados

Fuente: autor

Cada parante representa una carga sobre la viga de montaje, haciendo este reemplazo se tiene el diagrama de cargas de la viga, en este caso 7 cargas y la condición de los apoyos es de empotramiento. “Cuando en una viga el número de cargas es mayor que cinco, la viga puede ser calculada como viga de carga continua”⁴⁷

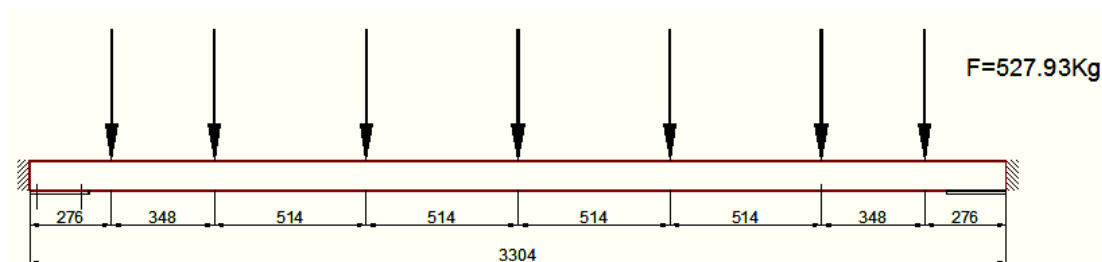


Figura 3.46 Diagrama de cargas en la viga de montaje

Fuente: autor

En la página 86 se determinó que la carga externa total sobre el arco de la viga es de 3651.12 Kg, a ese peso se debe añadir el peso de la tubería de refuerzo que muestra la figura 3.38 en la página 83, haciendo un dibujo escala uno a uno, se determina que la longitud total de tubo instalada es de 18824 mm, el peso del tubo cuadrado de 50x50x2 es de 3.03 Kg/m, dato obtenido del catálogo de tubos Conduit, con lo que se obtiene que el peso de la tubería de refuerzo es de 57.03 Kg. La carga total sobre la viga de montaje es de 3708.15 Kg, si se divide esta carga para la longitud de la viga en cm, 330 cm, se tiene que la distribución lineal de carga es $q = 11,22 \text{ Kg/cm}$, con este valor y la condición de apoyos se realiza el esquema de viga doblemente empotrada con distribución de carga uniforme como indica la figura siguiente:

⁴⁷ Nonnast R. El proyectista de estructuras metálicas Pág.36

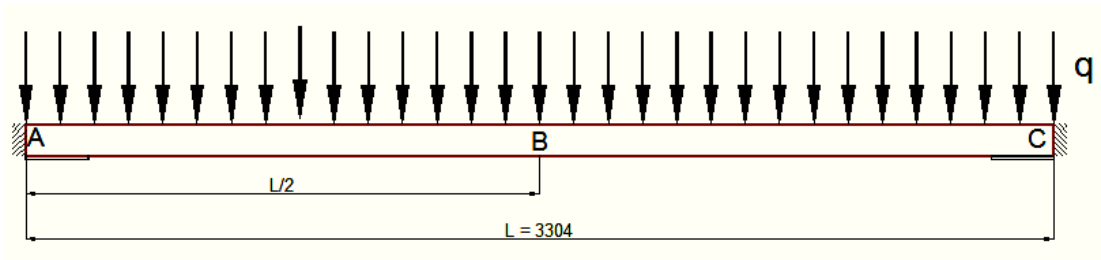


Figura 3.47 Viga equivalente de la viga de montaje

Fuente: autor

De acuerdo a las condiciones de estática, las reacciones en los empotramientos se calculan de acuerdo a las siguientes fórmulas:

$$R_A = \frac{q * L}{2} \quad [3.88]$$

$$R_B = -\frac{q * L}{2} \quad [3.89]$$

Reemplazando valores en las fórmulas 3.88 y 3.89 se tiene:

$$R_A = \frac{11.22 \frac{Kg}{cm} * 330.4cm}{2} = 1854.07Kg \quad 17Kg$$

Con estos valores se construye el diagrama de cortante en la siguiente figura:

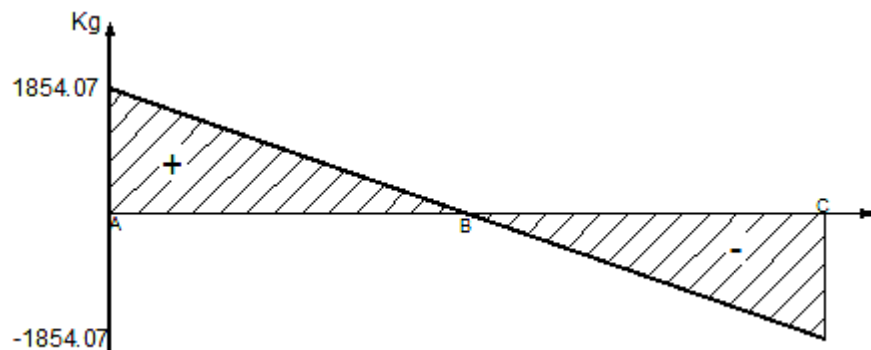


Figura 3.48 Diagrama de cortante en la viga de montaje

Fuente: autor

Los momentos flectores en los empotramientos y en el centro de viga se calculan de acuerdo a las siguientes fórmulas⁴⁸

$$M_A = \frac{q * L^2}{12} \quad [3.90]$$

$$M_B = \frac{q * L^2}{24} \quad [3.91]$$

$$M_C = \frac{q * L^2}{12} \quad [3.92]$$

Reemplazando valores en las fórmulas 3.90 a 3.92 se tiene:

$M_A = M_C = 102097.60 \text{ Kg.cm}$ $M_B = 51048.80 \text{ Kg.cm}$, con estos valores se construye el diagrama de momentos flectores que muestra la figura siguiente:

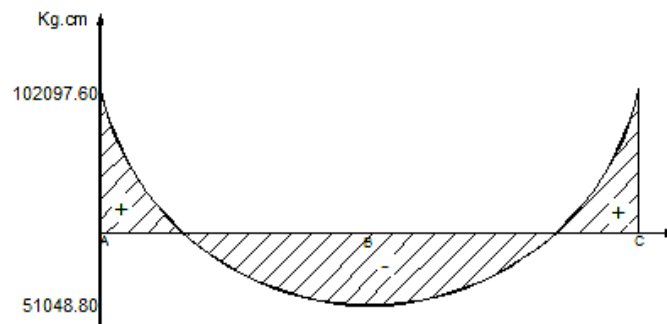


Figura 3.49 Diagrama de momentos flectores en la viga de montaje
Fuente: autor

Con el momento flector máximo y las dimensiones del tubo cuadrado, se aplica la fórmula de Navier, fórmula 3.9 expuesta en la página 50, debido a que la longitud de la viga de montaje es considerable, el tubo cuadrado de que está construida debe tener un espesor suficiente, para que soporte la flexión que producirían las cargas aplicadas, se considera un tubo cuadrado de 100 mm, de lado construido con acero AISI 304, laminado en frío, construido bajo la Norma ASTM A 204⁴⁹, el espesor de pared se estima en 6 mm, con lo que el momento de inercia es de 304 cm^4 ⁵⁰

$$\sigma = \frac{M_F * C}{I} = \frac{102097.50 \text{ Kg.cm} * 5 \text{ cm}}{304 \text{ cm}^4} = 1679.23 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 23834.26 \frac{\text{lb}}{\text{pul}^2}$$

⁴⁸ Garcimartin M. Edificación agroindustrial, Estructuras metálicas Pág. 470

⁴⁹ CONDUIT S.A Catálogo 2010, pág. 16

⁵⁰ IBID 48

Para el material del tubo especificado el catálogo de Tubos CONDUIT, da un límite de fluencia de $205 \frac{N}{mm^2} = 29690.53 \frac{lb}{pu\lg^2}$, con estos dos valores se puede establecer el factor de seguridad de la viga frente a la flexión.

$$F_s = \frac{S_y}{\sigma} = \frac{29690.53 \frac{lb}{pu\lg^2}}{23834.26 \frac{lb}{pu\lg^2}} = 1.25$$

En la viga de montaje en los extremos A y C, existen dos cargas horizontales de sentido contrario de 63.81 Kg, calculadas por la fórmula 3.12 en la página 54, estas cargas son muy pequeñas comparadas con las cargas verticales que muestra la figura 3.46 en la página 104, por ello se las desprecia y no se analiza la viga en estado de flexo compresión

3.5 Estructura vertical interior.

La estructura vertical interior, soporta lateralmente las paredes verticales tanto a la derecha como a la izquierda, así como la estructura de la viga curva reforzada del techo, como se indica en la figura siguiente:

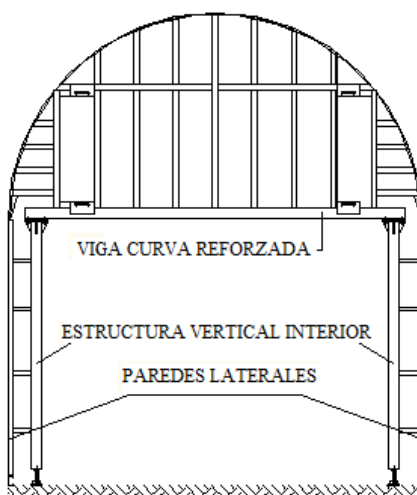


Figura 3.50 Estructura metálica del módulo

Fuente: autor

La estructura vertical interior se compone de un marco metálico rectangular con un vertical en el centro, estarán contruidos, a priori, en tubo cuadrado de 100 x 100 x 2 mm, cada moldura en posición de fundición se soporta por tres pernos de acero desplazables verticalmente y en situación de desplazamiento por dos ruedas de carga, superiormente se ensambla con las vigas curvas reforzadas que soportan las placas del techo, mediante placas de montaje y pernos hexagonales, las esquinas interiores se refuerzan con placas de acero triangulares, como indica la figura siguiente:

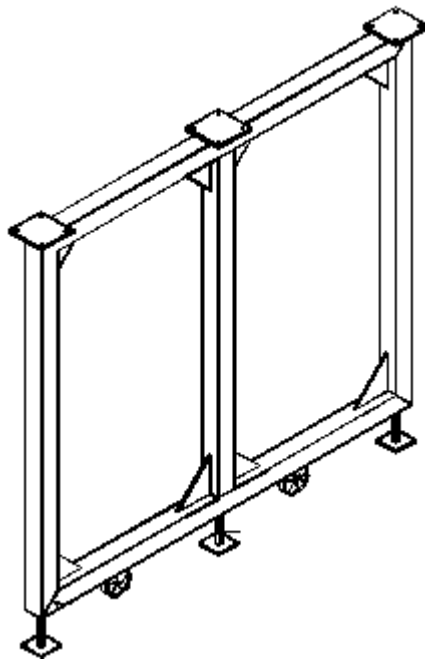


Figura 3.51 Proyección isométrica de la estructura vertical interior

1 Viga, 2 Placa de montaje, 3 Escuadra, 4 Columna lateral,
5 Perno de posición, 6 columna central, 7 Rueda giratoria,
8 Rueda fija.

Fuente: autor

Los pernos de posición en situación de carga, dan la altura total del módulo, para la posición de desplazamiento se debe aflojar la contratuerca e introducir el perno hasta que la ruedas que han estado suspendidas hagan contacto con el piso, cabe anotar que éstas soportan la carga de la estructura del módulo, más no el peso del concreto.

Para facilitar el desplazamiento se disponen las ruedas giratorias o pivotantes en la posición posterior y las ruedas fijas en la posición anterior, el material de las ruedas

debe ser acero, para evitar deformación durante el trabajo y en condiciones de suelos muy irregulares se colocarán tablonés para facilitar el desplazamiento, las dimensiones generales de la estructura vertical se indican en la figura siguiente:

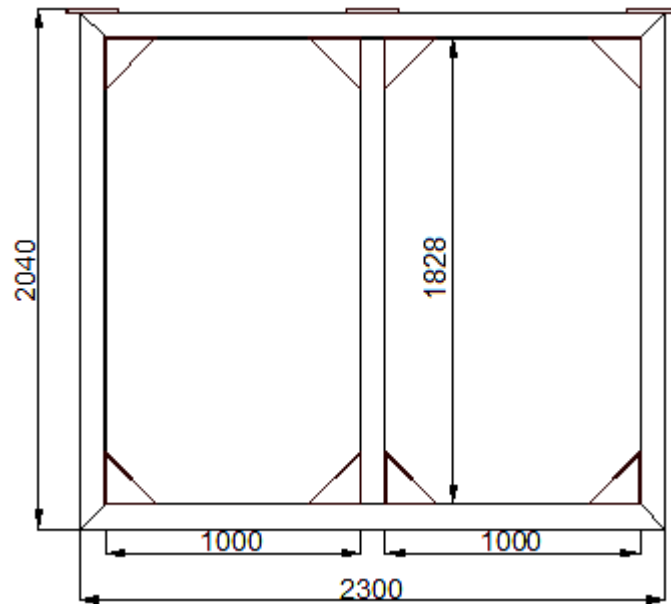


Figura 3.52 Vista frontal de la estructura vertical interior

Fuente: autor

3.5.1 Columna central

La estructura vertical interior tiene un elemento crítico que es la columna del centro, es la mayormente cargada, el análisis estructural es el mismo que se hizo para, los parantes de la viga curva reforzada. De la figura 3.52 se puede establecer que la longitud de la columna central es de 1828 mm, ésta se proyecta en tubo cuadrado de 100 x 100 x 3 mm, para éste el radio de giro k se calcula por la fórmula 3.85, el momento de inercia $I = 176 \text{ cm}^4$ ⁵¹

$$k = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{176 \text{ cm}^4}{11.30 \text{ cm}^2}} = 3.95 \text{ cm}$$

⁵¹ IBID 48

Para el cálculo de la relación de esbeltez se aplica la fórmula 3.86 de la siguiente forma:

$$R_e = \frac{C * l}{k} = \frac{1.2 * 182.8cm}{3.95cm} = 55.35$$

Dado que la relación de esbeltez es menor de 200 para elementos en compresión, se tiene que el tubo funciona como columna, la carga crítica del tubo se calcula mediante la fórmula 3.87, de la siguiente forma:

$$P_{crit} = \frac{1.2 * \pi * 2.1 * 10^6 \frac{Kg}{cm^2} * 11.30cm^2}{\left(\frac{182.8}{3.95}\right)^2} = 41770.60Kg$$

Como se puede advertir, la carga crítica del tubo es muy superior a la carga que se le aplica en funcionamiento.

3.5.2 Perno de posición

El perno de posición es el elemento que permite mediante el sistema de tuerca y contra tuerca elevar y hacer descender la viga curva y con ella la lámina cilíndrica, para colocarla en posición de fundición de la estructura tipo bóveda, se proyecta un perno de 1 ½ pulgadas de diámetro, con una longitud de 330 mm.

Debido a que el montaje y desmontaje de los pernos será constante, la literatura técnica recomienda que la rosca del perno sea rosca fina, pero en el presente caso ésta resulta poco aplicable por cuanto son elementos que estarán sometidos a humedad y la oxidación puede dañarlos severamente. Se prefiere la rosca gruesa de la clase UNC, una vista del perno de posición da la siguiente figura:

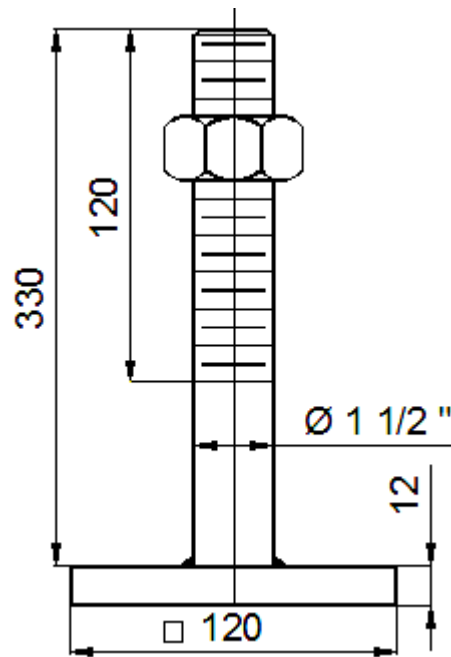


Figura 3.53 Perno de posición

Fuente: autor

La rosca escogida, la unificada gruesa signada como UNC, que tiene 6 hilos por pulgada y un área de esfuerzo en tensión de (1.405 pulg.^2) ⁵²

El análisis estructural del perno se hace considerando a éste como un elemento corto sometido a compresión, el que puede fallar cuando el esfuerzo normal a compresión, producido por la carga supere el valor del límite de fluencia del material del perno, además no se puede garantizar que la línea de acción de la carga coincida con el eje centroidal del perno.

En primer lugar se tiene que comprobar que el perno posicionador elegido no es una columna y puede ser considerado un elemento corto o puntal sometido a compresión. La diferencia consiste en que en un puntal el efecto de la deflexión por flexión debe estar limitado a cierto porcentaje mínimo de excentricidad, generalmente se recomienda que éste sea del 1% de la excentricidad. ⁵³

⁵² SHIGLEY J. & MISHKE C, Diseño en Ingeniería Mecánica, Edit. Mac Graw Hill. 6ª Edición, 2004, tabla 8.2 ,p. 370

⁵³ Bowles J. Diseño de acero estructural.pág. 294

La relación de esbeltez límite con la sugerencia antes mencionada, se puede calcular mediante la fórmula siguiente, propuesta por Shigley J en Diseño en Ingeniería Mecánica:

$$\left(\frac{l}{k}\right) = 0.282 \left(\frac{A_t * E}{P_{crit}}\right)^{1/2} \quad [3.93]$$

donde:

l = longitud de la columna [pulg.]

k = Radio de giro del perno

A_t = Área de esfuerzo en tensión del perno [pulg.²]

E = Módulo de elasticidad de material del perno [lb/pulg²]

P_{crit} = Carga Crítica sobre el perno en Lb.

$\left(\frac{l}{k}\right)_2$ = Relación de esbeltez límite

El radio de giro se puede calcular de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$k = \sqrt{\frac{I}{A_t}} \quad [3.94]$$

donde:

I = Momento de inercia del área de esfuerzo en tensión del perno.

El momento de inercia se puede calcular mediante la fórmula siguiente:

$$I = \frac{\pi * \phi_t^4}{64} \quad [3.95]$$

donde:

ϕ_t = Diámetro del área de esfuerzo en tensión del perno.

El diámetro del área de esfuerzo en tensión se puede calcular mediante la fórmula siguiente, que se obtiene despejando de la fórmula general del área del círculo, el área de esfuerzo en tensión es un valor de tabla:

$$\phi_t = \sqrt{\frac{4 * A_t}{\pi}} \quad [3.96]$$

Reemplazando valores en 3.96 se tiene:

$$\phi_t = \sqrt{\frac{4 * 1.405 \text{ pulg}^2}{\pi}} = 1.34 \text{ pulg}$$

Reemplazando el valor calculado por la fórmula 3.96 en la 3.95 se tiene:

$$I = \frac{\pi * 1.34^4}{64} \text{ pulg}^4 = 0.1583 \text{ pulg}^4$$

Reemplazando valores en la fórmula 3.94 se tiene:

$$k = \sqrt{\frac{0.1583 \text{ pulg}^4}{1.405 \text{ pulg}^2}} = 0.3357 \text{ pulg}$$

En la fórmula 3.93 se considera $E = 30.10^6 \text{ lb/pulg}^2$ para cualquier tipo de acero, para la carga crítica, se toma en cuenta que la viga curva central soporta 3708.15 Kg, en el momento de fundición, esta carga se divide para dos pernos y ese valor se transforma a libras, se tiene $P_{\text{crit.}} = 4079 \text{ lb}$, reemplazando valores en la fórmula 3.93 se tiene:

$$\left(\frac{l}{k}\right) = 0.282 \left(\frac{1.405 \text{ pulg}^2 * 30.10^6 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2}}{4079 \text{ lb.}} \right)^{1/2} = 28.67$$

$$l = k * 28.67$$

$$l = 0.3357 \text{ pulg} * 28.67 = 9.62 \text{ pulg.}$$

Debido a que la longitud del perno es menor que la calculada se puede determinar el esfuerzo de compresión en el perno mediante la siguiente fórmula:

$$\sigma_c = \frac{W}{A_t} \left(1 + \frac{e.c}{k^2} \right) \quad [3.97]^{54}$$

donde:

A_t = Área de esfuerzo en tensión del perno [$1.405 \text{ pulg.}^2 = 906.45 \text{ mm}^2$]

W = Carga sobre el perno = $3708.15 \text{ Kg} = 36339.87 \text{ N}$.

e = Excentricidad 4 mm . el 1% del diámetro nominal del perno

c = Distancia a la fibra más lejana en flexión, será la mitad del diámetro en tensión $c = 1.34 / 2 \text{ pulg} = 17 \text{ mm}$

$k = 0.3357 \text{ pulg} = 8.53 \text{ mm}$.

Reemplazado valores en la fórmula 3.97 se tiene:

$$\sigma_c = \frac{36339.87 \text{ N}}{906.45 \text{ mm}^2} \left(1 + \frac{4 \text{ mm} * 17 \text{ mm}}{8.53^2 \text{ mm}^2} \right) = 77.56 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Si se toma un perno SAE 1 que tiene un límite de resistencia mínima a la tensión de ($33000 \text{ lb/pulg}^2 = 227,85 \text{ N/mm}^2$)⁵⁵. Se puede advertir que el esfuerzo por compresión es mucho menor que el límite de resistencia a la tensión del perno, no se calcula el factor de seguridad por que se obtendría un valor desproporcionado, pero se puede advertir a partir de los resultados que el perno considerado como un elemento corto a compresión no falla.

⁵⁴ SHIGLEY J. & MISHKE C, Diseño en Ingeniería Mecánica, Edit. Mac Graw Hill. 6ª Edición, 2004, p. 146

⁵⁵ Ibid. 52, Pág. 386, tabla 8.4

Finalmente se hace necesario analizar los hilos de la rosca para determinar si soportan la carga, es decir, se quiere prevenir el fallo por cortante, y por flexión tanto en la rosca del perno como en la de la tuerca, se considerará a la rosca como una viga en cantiliver que está cargada a la altura del diámetro de paso que corresponde a la línea designada con (pitch line) en las formas de las roscas que se presentan en las figuras siguientes.

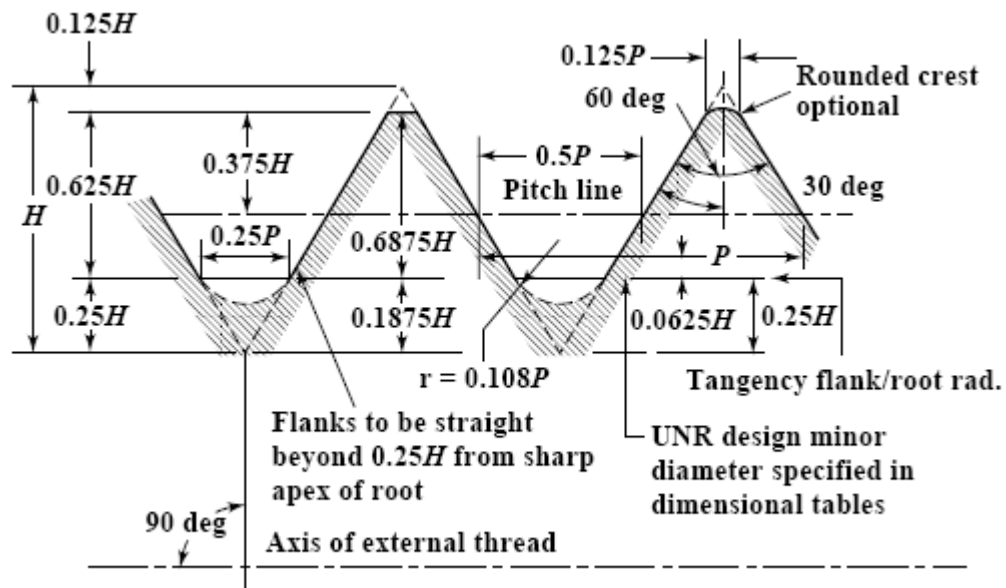


Figura. 3.54 Forma de la rosca UNC del perno

Fuente: 27th Edition Machinery's Handbook, p.1733

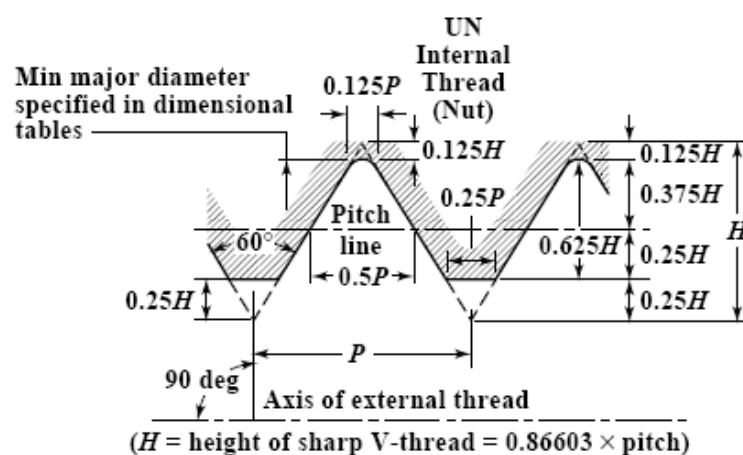


Figura. 3.55 Forma de la rosca UNC de la tuerca

Fuente: 27th Edition Machinery's Handbook, p.1733

La sección transversal de la rosca del perno se puede ver en la siguiente figura en ella se distingue que el ancho de la raíz del hilo es $0.75P$ y su altura $\frac{5}{8}H$, los valores del paso P y altura H , se calculan mediante las formulas correspondientes

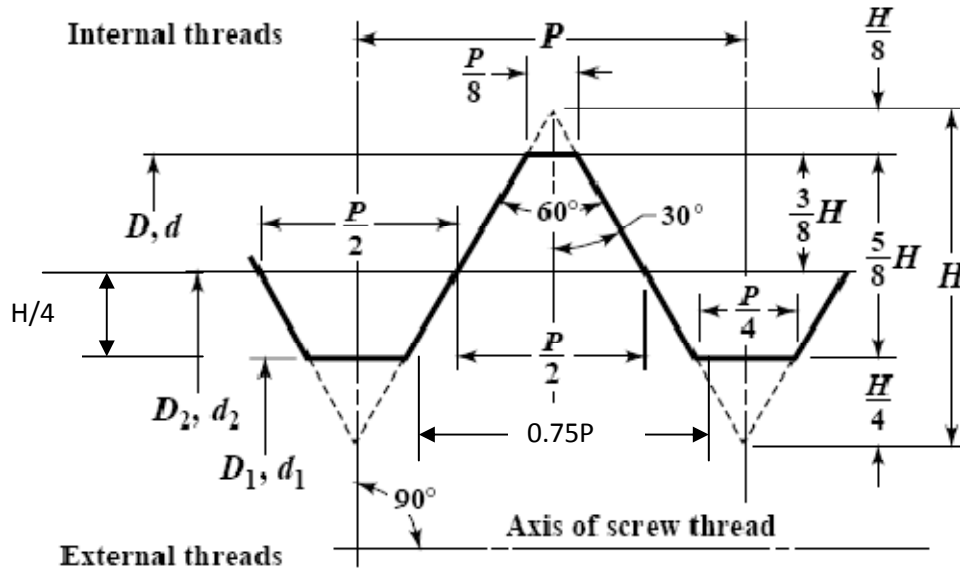


Figura. 3.56 Sección transversal de la rosca UNC del perno

Fuente: 27th Edition Machinery's Handbook, p.1727

$$P = \frac{1}{N} \quad [3.98]$$

$$H = \frac{P}{2 * \operatorname{Tg} 30^{\circ}} \quad [3.99]$$

donde:

P = Paso [mm]

N = Número de hilos por pulgada

H = Altura de la rosca [mm].

Reemplazando valores en las formulas 3.98 y 3.99 se tiene:

$$P = \frac{1}{6} = 0,1667 \text{ pulg} = 4.23 \text{ mm}$$

$$H = \frac{4.23mm}{2 * \tan 30^0} = 3.66mm$$

Generalmente se acepta que son los primeros tres hilos de la rosca los que soportan toda la carga⁵⁶, de acuerdo con esto, la rosca sería una viga en cantiliver como la que se indica en la figura siguiente

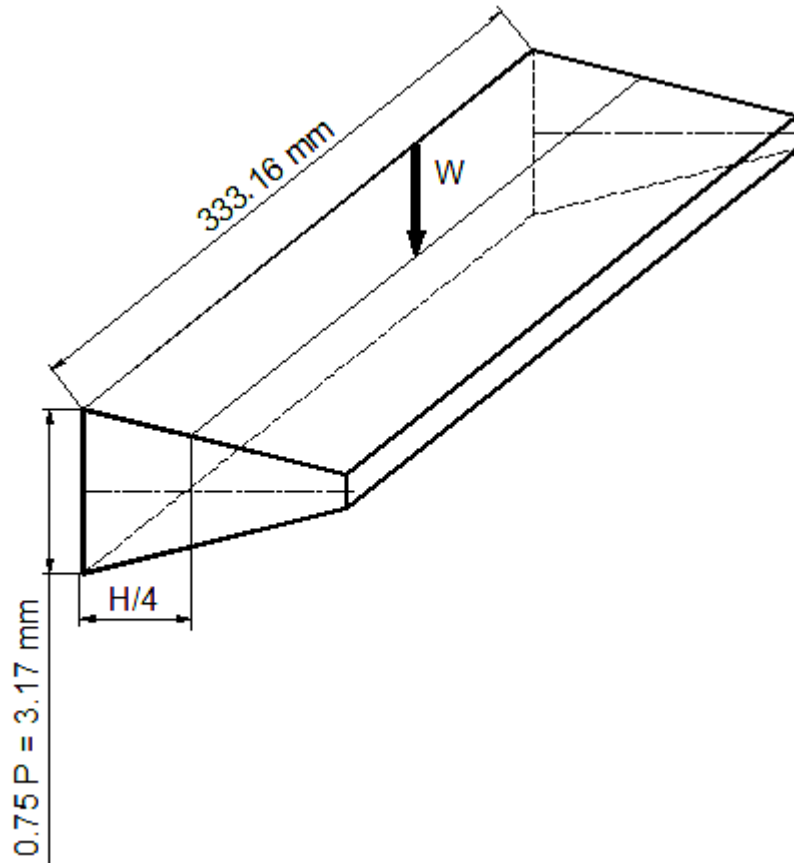


Figura 3.57 Hilo de la rosca como viga en cantiliver

Fuente: autor

La figura 3.55 se construye tomando en cuenta que el alto es la raíz del hilo indicado en la figura 3.54 y la longitud se puede determinar por la siguiente fórmula

$$L = 3 * \pi * \phi_m \quad [3.100]$$

⁵⁶ HALL, A: "Teoria y problemas de diseño de máquinas" Serie Shaum, Editorial McGraw Hill, Mexico 1988, p.134

donde:

L = Longitud [mm]

ϕ_m = Diámetro medio de la rosca, $\phi_m = 1.3917 \text{ pulg}$ ⁵⁷

Reemplazando valores en la fórmula 3.100 se tiene:

$$L = 3 * \pi * 1.3917 \text{ pulg} = 13.12 \text{ pulg} = 333.16 \text{ mm.}$$

De acuerdo con la figura 3.55 el momento flector con respecto a la raíz del hilo de la rosca, se puede calcular mediante la fórmula siguiente:

$$M_f = W * \frac{H}{4} \quad [3.101]$$

Reemplazando valores en la fórmula 3.101 se tiene:

$$M_f = 36339.87 N * \frac{3.17 \text{ mm.}}{4} = 28799.35 N.mm.$$

El esfuerzo normal por flexión en la raíz del hilo de la rosca se puede calcular mediante la fórmula de Navier:

$$\sigma = \frac{M_f * c}{I} \quad [3.102]$$

donde:

σ = Esfuerzo normal por flexión [N/mm²]

M_f = Momento flector [N.mm]

c = Distancia desde el eje neutro a la fibra más alejada [mm]

I = Momento de inercia de la sección con respecto a un eje que pasa por su centro.

El momento de inercia se puede calcular mediante la fórmula siguiente:

⁵⁷ 27th Edition Machinery's Handbook, tabla 4.a, p.1763

$$I = \frac{b * h^3}{12} \quad [3.103]$$

donde:

b = Base [mm]

h = Altura [mm]

Reemplazando los valores mostrados por la figura 3.55 en la fórmula 3.103, se tiene:

$$I = \frac{333.16mm * 3.17^3 mm^3}{12} = 884.40mm^4$$

La distancia c es la mitad de la altura de la base, por tanto c = 1.585 mm., si se reemplazan los valores en la fórmula 3.102 se tiene:

$$\sigma = \frac{28799.35N.mm * 1.585mm}{884.40mm^4} = 51.61 \frac{N}{mm^2}$$

El esfuerzo calculado es menor que el límite de resistencia a la tensión del perno, lo que indica que con un acero de bajo carbono se puede construir el perno en caso de no encontrarlo en stock.

3.5.3 Ruedas

Las ruedas se escogen por catálogo, de acuerdo a la capacidad de carga, en este caso se seleccionan ruedas de acero forjado con una capacidad de carga de 3000 lb, con un diámetro de 6 pulgadas, ancho de rodadura de 2 ½ pulgadas, modelos 7-6609-269, la rueda giratoria y modelo 7-6608-269 la rueda fija, ver anexo 3.

3.6 Arriostramiento

Debido a las cargas laterales el marco formado por vigas curvas reforzadas primera y última con las estructuras verticales derecha e izquierda podría deformarse haciendo que las paredes laterales giren, con lo cual se perdería el paralelismo que se propuso inicialmente, para evitar que ello suceda se debería implementar dos tipos de arriostriamiento uno vertical y otro horizontal.

El arriostramiento entre la columna de la estructura vertical y la viga de montaje, limitaría el tránsito del personal en el interior de la bóveda, además en el análisis realizado en la página 54 se obtuvo que la mayor carga debido a la presión del concreto en estado líquido se produce a 73 cm del piso, lo que conduce a pensar que el lugar donde contrarrestar la carga horizontal es en el piso, por ello se colocarán grampones en los tubos perforados de la correa base y los de la viga inferior de la parrilla, de tal forma que este elemento se entierre una longitud de 200 mm en el suelo, con ello se logrará sostener la correa base y la parrilla de la pared vertical, como se indica en la figura siguiente:

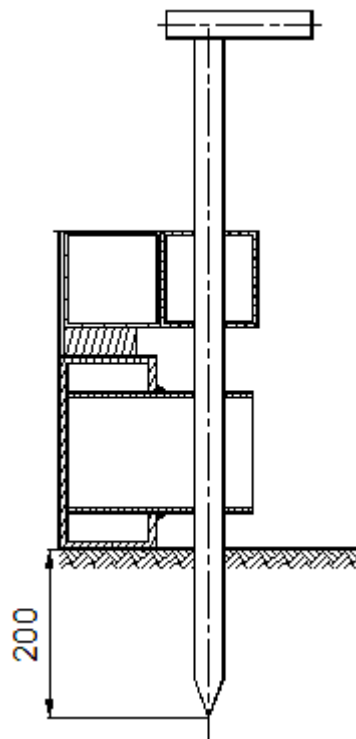


Figura 3.58 Anclaje de la correa base y la pared lateral al piso

Fuente: autor

En la página 45 mediante la fórmula 3.1, se calculó la fuerza horizontal debida a la presión del concreto líquido en 1269.60 Kg, en la correa base existe una fuerza de rozamiento con el piso que se puede calcular mediante la fórmula siguiente:

$$F_{roz} = \mu * N \quad [3.104]$$

donde:

μ = coeficiente de rozamiento entre el suelo y el acero = 0.4⁵⁸

N = carga normal

La carga normal N es la suma del peso de la pared lateral más el peso de la correa base, N = 177.80 Kg, reemplazando valores en la fórmula 3.104 se tiene:

$$F_{roz} = 0.4 * 177.80 = 71.72 \text{ Kg}$$

La carga total sobre los cinco grampones será: $1269.60 - 71.72 = 1198.48 \text{ Kg}$, dividiendo para cada uno de los grampones da: 239.70 Kg, el esfuerzo cortante en la sección transversal del grampón que está hecho de varilla de acero lisa de ½ pulgada de diámetro es $\tau = 188.88 \text{ Kg/cm}^2$, el límite de fluencia para la varilla lisa, según el Catálogo ANDEC 2010 es $S_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ de acuerdo con la teoría de falla del esfuerzo cortante máximo, se puede ver que la varilla resiste la carga.

El siguiente elemento que se debe analizar si resiste la carga es el suelo, frente a la carga que experimenta el grampón el suelo responde con una fuerza, que depende de su resistencia, para suelos donde se van a cavar túneles, este parámetro debe ser por lo menos de $100 \text{ Ton/m}^2 = 10 \text{ Kg/cm}^2$ ⁵⁹, la fuerza de respuesta se puede calcular mediante la siguiente fórmula:

$$F_s = R_s * A \quad [3.105]$$

⁵⁸ 27th Edition Machinery's Handbook, , p.158

⁵⁹ Cámara de la construcción de Quito, agenda del constructor, pág. 58

donde:

F_s = fuerza de respuesta del suelo

R_s = resistencia del suelo

A = área que proyecta el grampón en el suelo

El área que proyecta el grampón es de 1.27 cm de ancho por 20 cm de largo o sea 25.40 cm^2 , reemplazando valores en 3.105 se tiene:

$$F_s = 10 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 25.40 \text{ cm}^2 = 254 \text{ Kg}.$$

Debido a que el suelo tiene una mayor respuesta que la carga que recibe el grampón se tiene que el suelo tampoco falla, resta por analizar el arriostramiento horizontal.

3.6.1 Arriostramiento horizontal

El arriostramiento horizontal se establece entre las dos vigas de montaje de las vigas curvas que se localizan en la entrada y la salida del módulo, se construye con ángulos de acero que a priori se especifican como 50x50x6 como indica la figura siguiente:

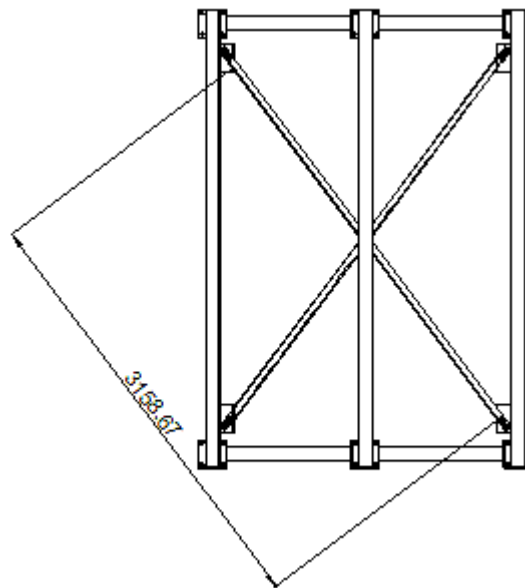


Figura 3.59 Arriostramiento horizontal

Fuente: autor

Los miembros estarán adecuadamente arriostrados para resistir desplazamientos laterales y torsionales, si cumplen la siguiente fórmula:

$$\frac{l_{cr}}{r_y} = \frac{967000}{S_y} \quad [3.106]^{60}$$

donde:

l_{cr} = longitud no apoyada de la riostra [cm]

r_y = radio de giro del miembro con respecto al eje y [cm]

S_y = Límite de fluencia del material de la riostra [Kg / cm²]

Si se despeja r_y de la fórmula 3.106 se tiene:

$$r_y = \frac{967000}{S_y * l_{cr}} \quad [3.107]$$

Según el catálogo DIPAC los ángulos están hechos en acero ASTM A-36, por tanto el límite de fluencia es 36 Kpsi = 2536.37 Kg / cm², la longitud no apoyada de la riostra es 315.87 cm, reemplazando valores en 3.107 se tiene:

$$r_y = \frac{967000}{2536.37 * 315.87} = 1.207$$

El valor de r_y puede redondearse a 1.21 y en catálogo de perfiles DIPAC, página 6, ver anexo 4, se puede observar que el valor más proximo del radio de giro r_y es 1.22 que corresponde al ángulo 40x40x5, o sea que este es el mínimo ángulo que se puede emplear en el arriostramiento, se escoge el ángulo de 50x50x6 para poder realizar las perforaciones de los pernos y poder manejar con facilidad la cabeza de los pernos hexagonales de ½ pulgada que se emplearán en el ajuste de las riostras.

⁶⁰ Instituto Mexicano de la construcción del acero, Manual de construcción en acero, pág. 199

3.7 Pernos para montaje

En el montaje se emplearán pernos cabeza hexagonal, las medidas de longitud se escogen de acuerdo con las dimensiones geométricas de las piezas a montar, el diámetro toma en consideración la resistencia del perno, de acuerdo con las cargas que va a soportar.

3.7.1 Pernos en los seguros de las asas.

Para el posicionamiento de la parrilla de la pared lateral y aseguramiento con la estructura vertical mediante las asas se emplean pernos de acero cabeza hexagonal, como se indica en la figura siguiente:

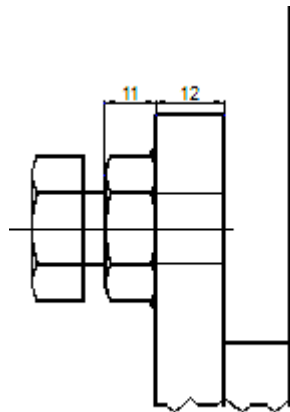


Figura 3.60 perno sujeta asas

Fuente: autor

De las dimensiones de la figura 3.60 se puede establecer que el largo del perno es de $1 \frac{1}{4}$ pulgadas, con el diámetro de $\frac{1}{2}$ pulgada se tiene en la tablas del anexo 5 que para la rosca gruesa el área de esfuerzo en tensión es de 1.1419 pulg^2 y considerando un perno SAE 1 el esfuerzo de prueba será 33 Kpsi, con estos datos se puede calcular la precarga máxima que puede darse al perno, mediante la siguiente fórmula:

$$F_i = 0.75 * S_p * A_t \quad [3.108]^{61}$$

donde:

F_i = precarga máxima

0.75 = coeficiente para conexiones reutilizables

S_p = Tensión de prueba

A_t = área de esfuerzo en tensión

Reemplazando valores en 3.108 se tiene:

$$F_i = 0.75 * 33000 \frac{lb}{pulg^2} * 0.1419 pulg^2 = 3512 lb = 1596.37 Kg$$

Si el valor de la precarga se considera la carga normal en la parte del asa sujeta, se puede establecer una fuerza de rozamiento como la calculada por la fórmula 3.104, el coeficiente de rozamiento entre el acero de la asa y el acero del tubo es 0.27⁶², para superficies oxidadas que es el caso común de los elementos utilizados en construcción

$$F_{roz} = 0.27 * 1596.37 = 431 Kg$$

Como se puede advertir el rozamiento en las diez asas supera grandemente a la carga generada por la presión del concreto líquido, finalmente los pernos a emplearse en los sujetadores de las asas son: ½” _13 UNC, SAE 1 x 1 ¼ “ en una cantidad de 20 para las dos parrillas

3.7.2 Pernos en las placas de montaje

Las placas de montaje solo soportan cargas de compresión, más no cargas transversales o de cortante, los pernos solo tienen el encargo de producir la junta y mantenerla rígida, como indica la figura siguiente:

⁶¹ Shigley J, Diseño en ingeniería mecánica, Pág, 395

⁶² Marks L Manual del ingeniero mecánico, pág 128

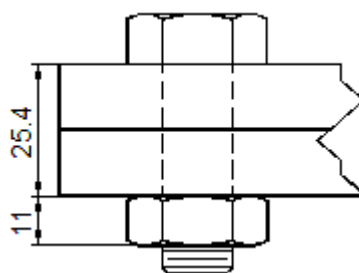


Figura 3.61 Perno sujeta placas de montaje

Fuente: autor

A partir de las dimensiones de la figura 3.61 se puede establecer que la longitud del perno es de 1 ½” los pernos a emplearse son: ½” _13 UNC, SAE 1 x 1 ½” en una cantidad de 24, con sus respectivas tuercas.

3.7.3 Pernos en las placas de lámina cilíndrica

Para sujetar las planchas baroladas de de 2 mm, de la lámina cilíndrica a la platina del semi arco metálico, se emplean presillas como indica la figura siguiente:

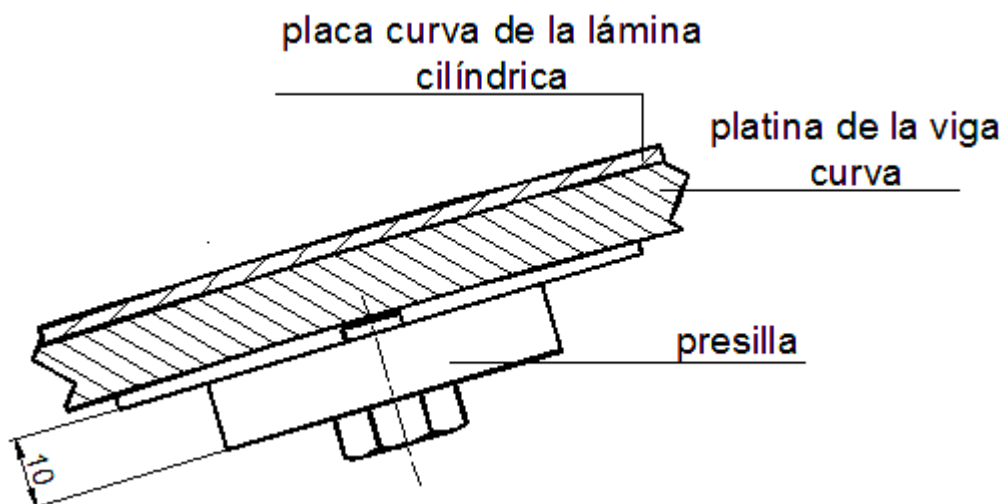


Figura 3.62 Presilla

Fuente: autor

A partir de las dimensiones de la figura 3.62 se puede establecer que la longitud del perno es de ½” los pernos a emplearse son: 3/8” _16 UNC, SAE 1 x ½” en una

cantidad de 30. La presilla requiere de un eje pivotante respecto del cual puede girar para poder adaptarse a las superficie curvas de la lámina cilíndrica y del semiarco metálico, este eje pivotante se muestra en la figura siguiente, se construye cortando la cabeza de un perno de $\frac{1}{2}$ pulgada de diámetro y una pulgada de largo, preparando la junta y soldándolo a la placa barolada, como se indica en la figura siguiente:

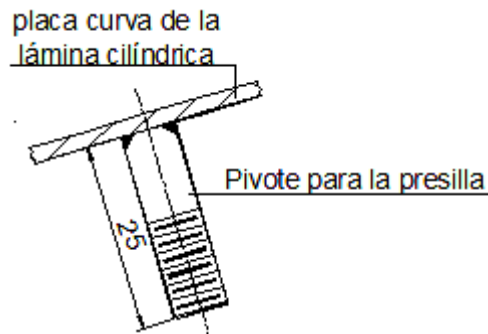


Figura 3.63 Pivote para la presilla

Fuente: autor

Las presillas son 30, entonces se requerirá para estos ejes 30 pernos: $\frac{1}{2}$ " _8 UNC, SAE 1 x 1 " , con sus respectivas 30 tuercas. Las presillas se indican en la figura siguiente:

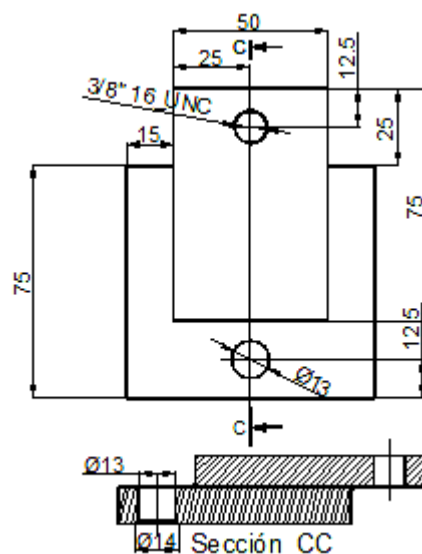


Figura 3.64 Dimensiones de presilla

Fuente: autor

3.8 Resumen de diseño

En esta parte del estudio del módulo de encofrado se establecerá de acuerdo a las piezas, los materiales necesarios, el peso así como su volumen.

3.8.1 Materiales para pared lateral

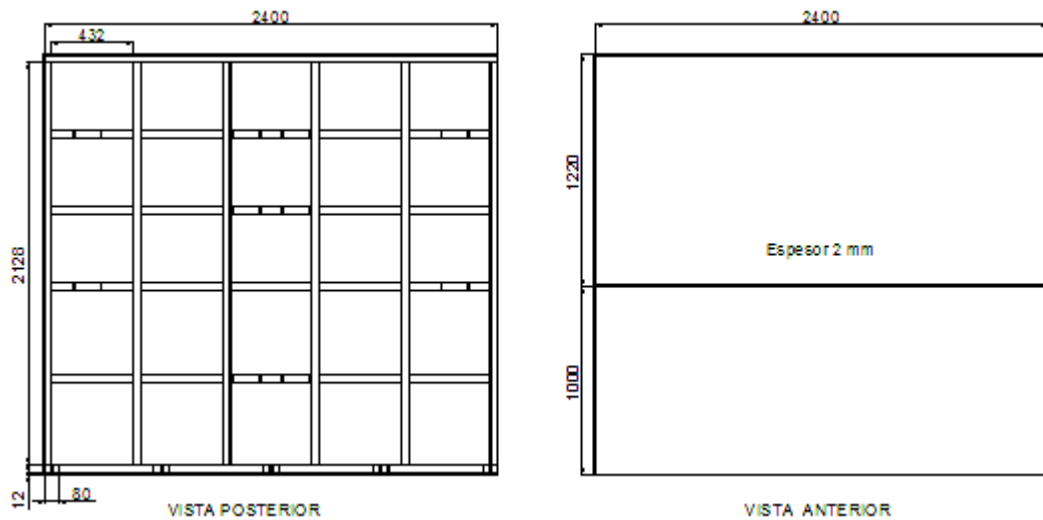


Figura 3.65 Dimensiones exteriores de la pared lateral

Fuente: autor

Tubo cuadrado 40x40x2: $2400 \times 2 + 2128 \times 6 + 432 \times 20 + 5 \times 70 = 26558 \text{ mm}$

Peso: 63.38 Kg.

Compra: 5 tubos 40x40x2x6000

Platina de acero: 30x12x2400 mm

Peso: 6.78 Kg

Compra: $\frac{1}{2}$ platina

Plancha de acero negro: 2440x1220x2, dimensiones en la figura

Peso: 83.65 Kg

Compra: 2 planchas

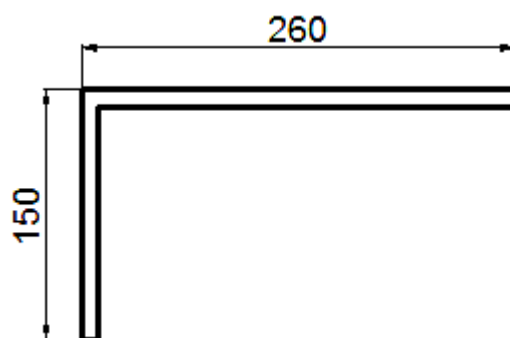


Figura 3.66 Dimensiones de las asas

Fuente: autor

Cantidad 10 asas Longitud de platina: 410 mm

Platina de acero: 40x10x4100 mm

Peso: 12.87 Kg

Compra: 1 platina

Peso total de una pared lateral armada: 166.68 Kg.

Volumen exterior: 1.7 m³

3.8.2 Materiales para correa base

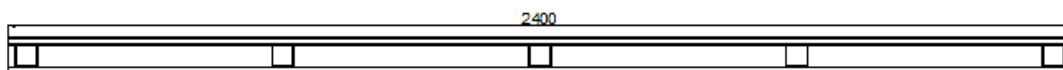


Figura 3.67 Dimensiones de la correa base

Fuente: autor

Correa G 80x40x15x3x2400

Peso: 10.06 Kg.

Compra: ½ perfil

Tubo cuadrado de acero 50x50x2x77 mm 5 pedazos

Peso 1.16 Kg.

Compra $\frac{1}{2}$ m.

Peso total de la correa base: 11.22 Kg

Volumen exterior: 0.015 m^3

3.8.3 Materiales para grampón

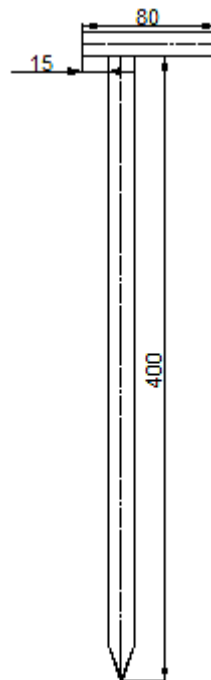


Figura 3.68 Dimensiones del grampón

Fuente: autor

Varilla de acero lisa de $\frac{1}{2}$ " cantidad 22

Peso: 0.48Kg / unidad peso total 10.56 Kg

Compra: 2 varillas de acero lisa de $\frac{1}{2}$ " x 6 m

Volumen: 0.0013 m^3

3.8.4 Materiales para estructura vertical

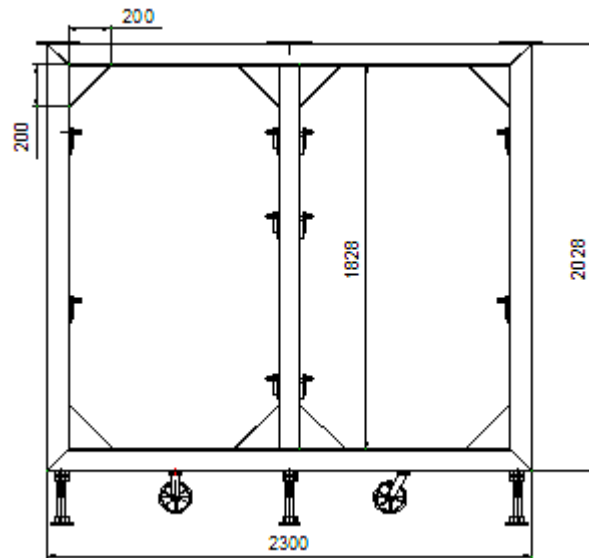


Figura 3.69 Dimensiones de la estructura vertical

Fuente: autor

Tubo cuadrado de acero: 100x100x3: $(2300+2028) \times 2 + 1828 = 10484$ mm

Peso: 64.52 Kg.

Compra: 2 tubos

Placas de montaje: 200x200x12.7 mm cantidad 3

Peso: 3.77 Kg./ unidad

Área 400 cm²/ unidad

Escuadras: 200x200x12.7 cantidad 8

Peso: 1.88 Kg / unidad

Área 200 cm²/ unidad

Tuercas 1 ½ “ cantidad 3

Peso: 0.125 Kg/ unidad

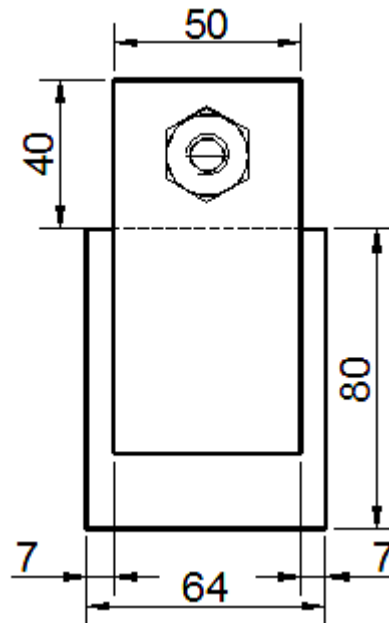


Figura 3.70 Dimensiones de un sujetador de asas

Fuente: autor

Cantidad: 10

Placa de 100x50x12

Peso: 0.47 Kg

Área: 50 cm²

Placa de 80x64x12

Peso: 0.48 Kg

Área: 51.2 cm²

10 Pernos ½” _13 UNC, SAE 1 x 1 ¼” con tuerca

Peso : 0.59 Kg

Rueda giratoria: diámetro 6 pulgadas, ancho de la rodadura 3 pulgadas

Peso: 16.36 Kg/ unidad

Peso total de la estructura vertical: $64.52 + 3 \times 3.77 + 1.88 \times 8 + 10 \times (0.47 + 0.48 + 0.059) + 16.36 = 117.32$ Kg

Volumen: 1.7 m³

3.8.5 Materiales para pernos posicionadores

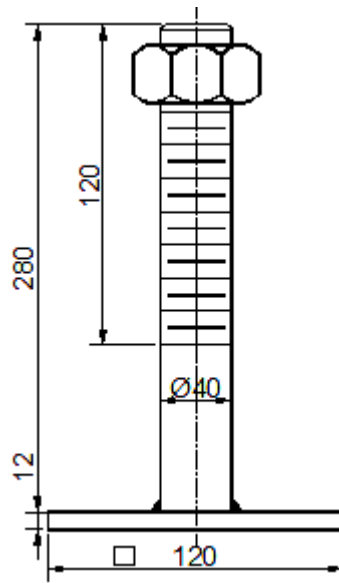


Figura 3.71 Dimensiones de un perno posicionador

Fuente: autor

Eje de acero 4142

Peso: 2.76 Kg / unidad

Plancha de acero ASTM A-36

Peso: 1.36 Kg.

Peso de tuerca: 0.125 Kg

Peso por unidad: $2.76 + 1.36 + 0.125 = 4.25$ Kg

Las 6 unidades: 25.5 Kg.

3.8.6 Materiales para viga curva reforzada

Platina de acero de 100x10x5650 mm

Peso: 44.35 Kg.

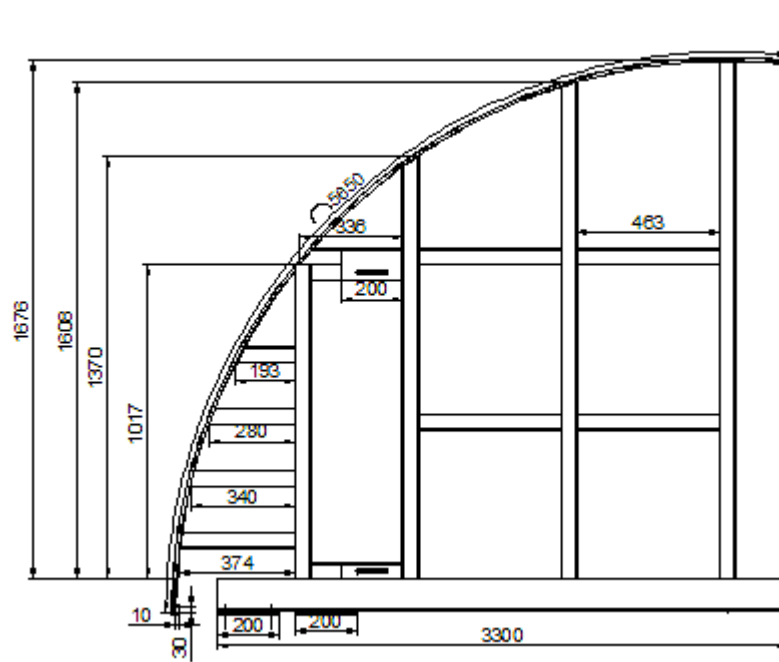


Figura 3.72 Dimensiones de viga curva reforzada

Fuente: autor

Tubo cuadrado de acero de 100x100x6 x 3300 mm

Peso: 58.44 Kg.

Comprar 2 tubos para las tres vigas

Tubo cuadrado de acero de 50x50x2 mm: $2(374+340+280+193+1608+1370+1107+338) + 8(463) + 2 \times 200 + 1676 = 17000 \text{ mm} = 3 \text{ tubos}$

Comprar 9 tubos para las tres vigas

Placas de acero: $(200 \times 200 \times 12) \times 4 + 2 \times (200 \times 100 \times 12) + 4 \times 50 \times 100 \times 12 = 2640 \text{ cm}^3$

Peso de las placas de acero: 20,72 Kg.

Refuerzo del extremo del semiarco metálico de la viga

Platina 30x10x100: peso 0.47 Kg.

Pernos $\frac{1}{2}$ " -13 UNC, SAE 1 x $1 \frac{1}{2}$ " con tuercas para las placas de montaje: cantidad 24 para las tres vigas

Peso: 2.09 Kg.

Pernos para ajuste de la parte móvil de la viga curva reforzada

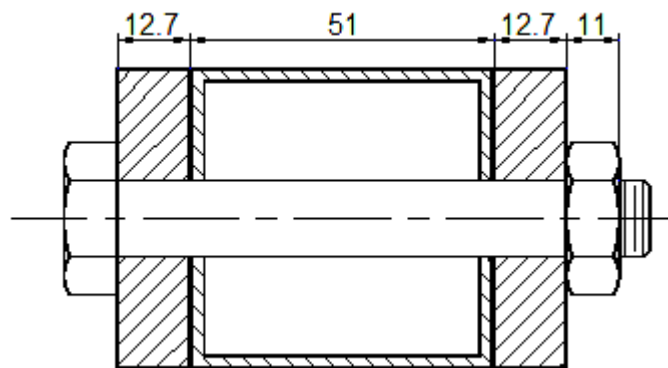


Figura 3.73 Dimensiones de perno de ajuste en la parte móvil

Fuente: autor

Pernos $\frac{1}{2}$ " _13 UNC, SAE 1 x 3 $\frac{1}{2}$ " con tuercas para las placas de montaje:
cantidad 12 para las tres vigas

Peso: 1.64 Kg

Volumen de la viga curva reforzada: 0.65 m³

3.8.7 Materiales para la lámina cilíndrica

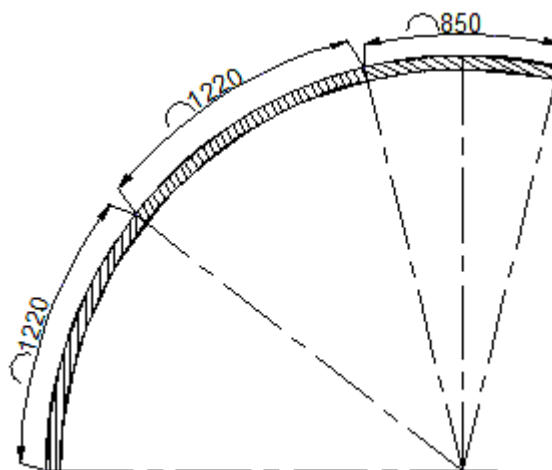


Figura 3.74 Dimensiones de piezas de la lámina cilíndrica

Fuente: autor

Láminas de acero negro de 2 mm, $4 \times 1220 \times 2400 \times 2 + 850 \times 2400 \times 2 = 27504 \text{ cm}^3$

Peso: 215.91 Kg

Comprar 5 láminas estándar

Presillas: de acuerdo con la figura 3.64 el peso de cada presilla es de 0.92 Kg, las 30 pesan: 27.60 Kg.

Pernos de ajuste de las presillas: $\frac{3}{8}$ " _16 UNC, SAE 1 x $\frac{1}{2}$ " cantidad 30

Peso: 0.6 Kg.

Pernos para eje pivotante: $\frac{1}{2}$ " _13 UNC, SAE 1 x 1" cantidad 30

Peso: 2.20 Kg.

3.8.8 Materiales para la cubierta frontal

Se divide en seis partes iguales, la sección curva de la cubierta frontal, cada sector circular se lo traslada a una plancha estándar, trabajando a escala 1 : 1 se obtiene de esta forma el número de planchas que se debe adquirir para construir la pieza, como indican las figuras siguientes:

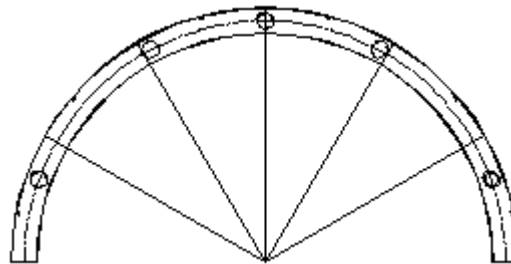


Figura 3.75 División de la parte curva de la cubierta frontal

Fuente: autor



Figura 3.76 Trazo de sectores circulares en una lámina estándar

Fuente: autor

Cada sector circular pesa 1.56 Kg, los seis sectores pesan: 9.36 Kg.

Las dos partes rectas de 2300 x 200x 2 mm pesan: 15.07 Kg

La platina de 50x2 x5000mm pesan: 3.92 Kg.

El peso total de la cubierta frontal es: 28.35

Se necesitan 36 tornillos autorroscantes N 8x 3/8 para las tapas de los orificios de entrada de la manguera de concreto o el vibrador.

3.8.9 Materiales para la guías de grampones

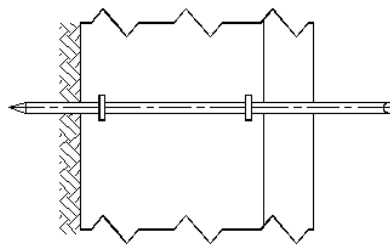


Figura 3.77 Colocación de grampones en cubierta frontal

Fuente: autor

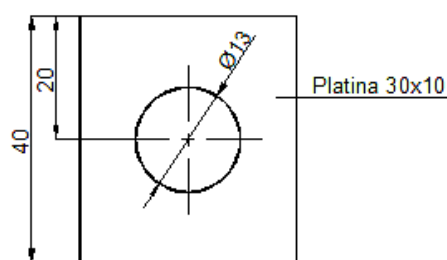


Figura 3.78 Guía de los grampones

Fuente: autor

Se necesitan 24 guías para los grampones, estas pesan: 1.36 Kg

Se requiere: 1 m de platina.

En resumen el módulo del encofrado pesa: 1107 Kg y ocupa un volumen de 12 m³, como se puede advertir un camión mediano es capaz de transportarlo y se necesita un máximo de 4 personas para su desembarco y armado, el mismo volumen se necesita para su almacenamiento.

3.9 Mantenimiento

El mantenimiento del módulo, es un tipo de mantenimiento de rutina, que se relaciona con conservar en lo posible las partes secas y limpias, evitando que el cemento fresco se adhiera definitivamente a las superficies. La pintura es uno de los rubros de mayor cuidado, de ella depende la conservación del equipo.

Un tema que debe tomarse muy en cuenta es el relacionado con la carga, el módulo fue diseñado para soportar una carga de concreto de 12 toneladas, con una velocidad moderada de descarga, en ningún momento el diseño consideró cargas de impacto o sobre cargas, por tanto en caso de que el túnel colisione, el módulo no garantiza que pueda resistir el peso de la tierra.

En el bodegaje del módulo, se debe tomar en cuenta que es un dispositivo que puede permanecer a la intemperie por largo tiempo, sin que su capacidad de trabajo disminuya.

En el aspecto constructivo no se requiere de tecnología especial para su construcción, pero el valor de los materiales y la mano de obra, que a continuación se detallan, permiten ver que su construcción no es una cantidad elevada, sino más bien la inversión típica de equipo para prestación de servicios o alquiler

3.10 Costos unitarios

MÓDULO METÁLICO PARA BÓVEDA TIPO CAÑÓN							
MATERIALES							
CÓD.	DENOMINACIÓN	UNIDAD	CANT	PESO UNITARIO [Kg/UNID]	PESO TOTAL [Kg]	VALOR UNITARIO [USD/UNID]	COSTO [USD]
	PLANCHA ESTÁNDAR DE ACERO NEGRO, e= 12mm	PL	1	280,41	280,41	1,3	364,53
	PLANCHA ESTÁNDAR DE ACERO NEGRO, e= 2mm	PL	11	46,74	514,14	1,25	642,68
	TUBO CUADRADO NEGRO 40x40x2x6m.	UNIDAD	11	14,32	157,52	1,67	263,06
	TUBO CUADRADO NEGRO 100x100x3x6m.	UNIDAD	6	54,82	328,92	1,75	575,61
	TUBO CUADRADO NEGRO 50x50x2x6m.	UNIDAD	10	18,09	180,9	1,67	302,1
	TUBO CUADRADO NEGRO 100x100x6x6m.	UNIDAD	2	106,26	212,52	1,75	371,91
	PLATINA DE ACERO NEGRO 100x10x 6 m.	PT	3	47,1	141,3	1,55	219,02
	PLATINA DE ACERO NEGRO 30x10x 6 m.	PT	6	14,34	86,04	1,4	120,46
	PLATINA DE ACERO NEGRO 50x2x 6 m.	PT	2	4,71	9,42	1,4	13,19
	ÁNGULO DE ACERO NEGRO 50x50x6 x 6m	ANG.	2	26,56	53,12	1,18	62,68
	EJE DE ACERO AISI 4142 D=40mm x 2m	Kg	20	1	20	2,35	47
	VARILLA DE ACERO LISA D = 1/2 PULG.	Kg	10,56	1	10,56	1,35	14,26
	CORREA G ACERO NEGRO 80x40x15x3	UNIDAD	1	25,15	25,15	1,12	28,17
PESO TOTAL:					2020		
COSTO TOTAL DE MATERIALES:							3024,65

INSUMOS					
CÓD.	DENOMINACIÓN	UNIDAD	CANT.	VALOR UNITARIO [USD/UNID]	COSTO [USD]
	ELECTRODO E 6011 1/8	Kg	12	3,5	42
	FONDO ANTICORROSIVO	Gal.	4	18,5	74
	ESMALTE METÁLICO	Gal.	4	28,7	114,8

INSUMOS					
CÓD.	DENOMINACIÓN	UNIDAD	CANT.	VALOR UNITARIO [USD/UNID]	COSTO [USD]
	THINNER INDUSTRIAL	Gal.	8	14,5	116
	LIJAS DE ACERO	UNIDAD	8	0,75	6
	GUANTES POLACOS	PAR	4	3,8	15,2
	RUEDA DIRECCIONAL DE 200 mm.	PAR	1	64	64
	RUEDA FIJA DE 200 mm.	PAR	1	64	64
	PERNOS HEXAGONALES 1/2 X 1 1/2 CON TUERCA	UNIDAD	36	0,96	34,56
	PERNOS HEXAGONALES 1/2 X 1 1/4 CON TUERCA	UNIDAD	20	0,86	17,2
	PERNOS HEXAGONALES 3/8 X 1/2	UNIDAD	30	0,54	16,2
	PERNOS HEXAGONALES 1/2 X 1 CON TUERCA	UNIDAD	30	0,8	24
	PERNOS HEXAGONALES 1/2 X 3 1/2 CON TUERCA	UNIDAD	12	3,5	42
	TUERCA HEXAGONAL 1 1/2	UNIDAD	12	1,2	14,4
	TORNILLOS AUTORROSCANTES N8x1/2	UNIDAD	36	0,2	7,2
	VARIOS	UNIDAD	1	50	50
COSTO TOTAL DE INSUMOS:					701,56

MANO DE OBRA DIRECTA					
CÓD.	DENOMINACIÓN	UNIDAD	CANT.	SALARIO UNITARIO [USD / UNIDAD]	COSTO TOTAL [USD]
	SOLDADOR	HH	80	3,5	280
	2 AYUDANTES DE SOLDADOR	HH	160	2,5	400
	TORNO	HHM	2	15	30
COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA DIRECTA:					710

MANO DE OBRA INDIRECTA					
CÓD.	DENOMINACIÓN	UNIDAD	CANT.	SALARIO UNITARIO [USD / UNIDAD]	COSTO TOTAL [USD]
	TRANSPORTE DE MATERIALES Y PRODUCTO TERMINADO	VIAJES	30	3	90
COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA INDIRECTA:					90
COSTO DE PRODUCCIÓN					4526,21

CONCLUSIONES

1. El estado plástico que caracteriza a la preparación del hormigón, produce una mezcla extremadamente moldeable, que permite obtener elementos de diferente y caprichosa configuración, objetivo casi imposible de conseguir con otros materiales
2. Todas las construcciones de hormigón armado son esencialmente monolíticas, como consecuencia del proceso constructivo, el concreto permite conseguir continuidad en la estructura de cualquier obra.
3. Los encofrados no se consideran elementos de categoría en el proceso constructivo, utilización ocasional, desmontaje al fin de la fundición, imposibilidad de reutilizar en un alto porcentaje los materiales empleados y bajo costo relativo, son algunos de los parámetros que provocan este procedimiento.
4. Se pueden establecer procedimientos para diseño de componentes en concreto reforzado, a partir de información obtenida mediante el análisis del comportamiento mecánico de los elementos que conforman el encofrado.
5. El método del diseño mecánico de comprobación, es un proceso iterativo que plantea una solución a priori al problema, en ésta emplea elementos existentes en el mercado local, luego determina estados de carga y zonas críticas en piezas, calcula esfuerzos y los compara con valores admisibles o recomendados para establecer factores de seguridad basados en confianza frente a la fluencia, si la respuesta no es satisfactoria regresa a un paso anterior y repite la secuencia hasta que la manifestación sea satisfactoria.
6. Cuando se requiere cubrir espacios de gran magnitud, con construcciones rectas, la flexión es el principal estado de carga que se presenta, obligando a

la utilización de elementos estructurales de considerable magnitud, como respuesta a este problema se presenta la utilización de las bóvedas, las que tienen la capacidad de absorber cargas con intervención mínima de flexión y corte.

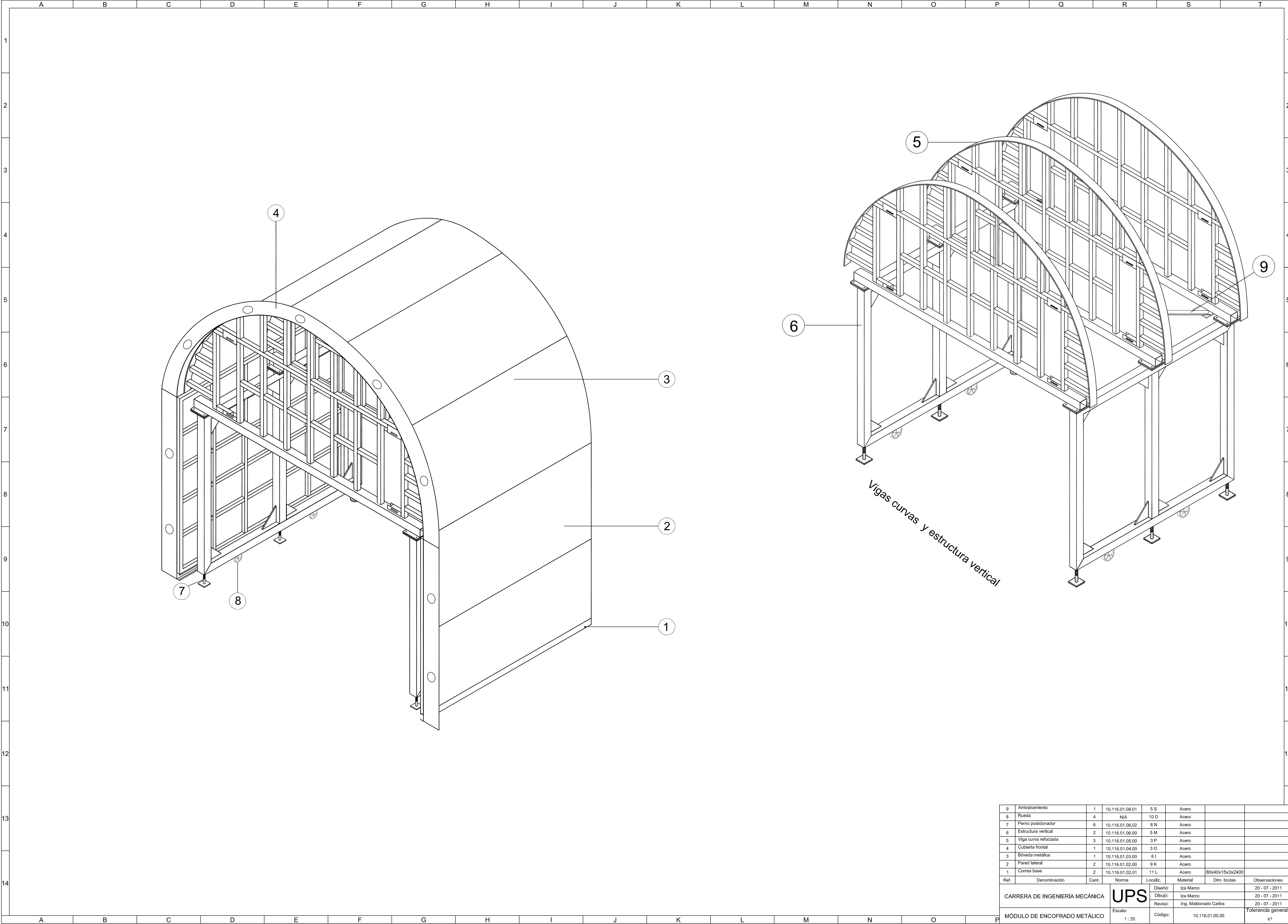
7. En el diseño de paredes hechas con láminas metálicas, para fundir muros verticales, al momento de seleccionar el espesor de éstas, se debe tomar en cuenta que todos los modelos matemáticos a aplicarse son validos, siempre y cuando la deflexión de las placas sea menor de la mitad del espesor, una sugerencia de ingeniería expresa que la deflexión debe ser menor de cuatro décimas del espesor.
8. La utilización de parrillas de refuerzo elaboradas en tubo permite emplear láminas de espesor reducido, con lo cual se abarata el costo del encofrado en la fundición de muros.
9. Estructuralmente las bóvedas generan cargas verticales y empujes horizontales, debido a ello se prefieren los arcos anti-funiculares, para tomar en cuenta su funcionamiento real.
10. La bóveda que se apoya sobre sus extremos más cortos, produce una estructura denominada “lámina cilíndrica”, cuyo mecanismo resistente es muy diferente al de una bóveda a pesar de tener una configuración similar.
11. La parte más débil de las láminas que forman la lámina cilíndrica son sus costados longitudinales, a tal punto que necesitan ser reforzados mediante platinas de acero

RECOMENDACIONES

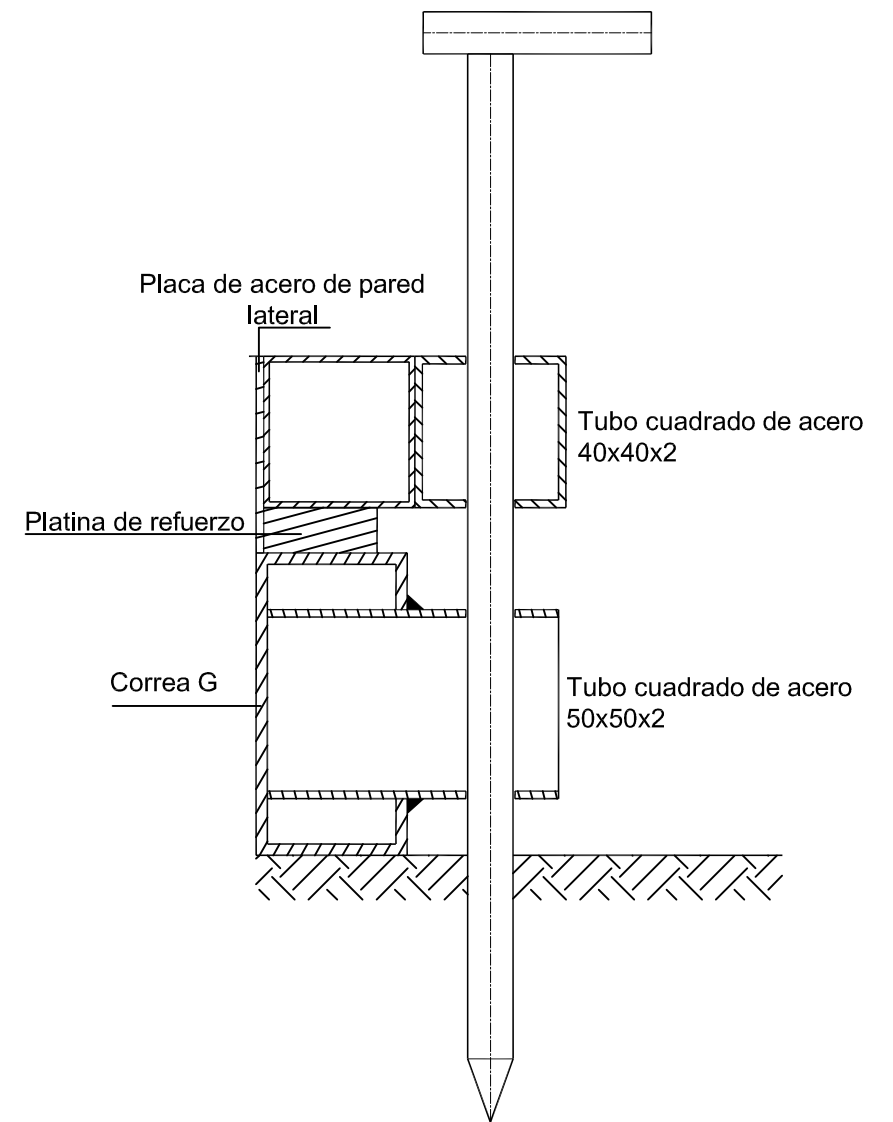
1. Debido a la importancia que tienen los encofrados se hace imprescindible que su construcción esté basada en resultados del análisis estructural.
2. Los encofrados no pueden ni deben continuar siendo obra de obreros especializados, por más experiencia que digan tener, su construcción debe estar respaldada por cálculos estructurales y un técnico responsable
3. La construcción de encofrados con madera debe tomar en cuenta que ésta, no tiene un módulo de elasticidad constante sino que éste depende del grado de humedad de la misma, además las secciones transversales de los elementos de madera empleados no son figuras definidas, por tanto debe calcularse su resistencia con la sección definida más próxima a establecerse.
4. Los encofrados metálicos son una solución a los problemas de los encofrados, son más resistentes, sus cálculos son comprobables y tienen un altísimo grado de reutilización, además colaboran en la no destrucción de los bosques.
5. Deberían establecerse centros de prestación de encofrados en obra, lo cual ayudaría mucho al constructor que solucionaría su necesidad de encofrados.
6. Las universidades y centros de investigación deberían establecer programas de diseño de encofrados a fin de evitar los accidentes que por mala construcción de estos elementos se vienen provocando.

ANEXO I

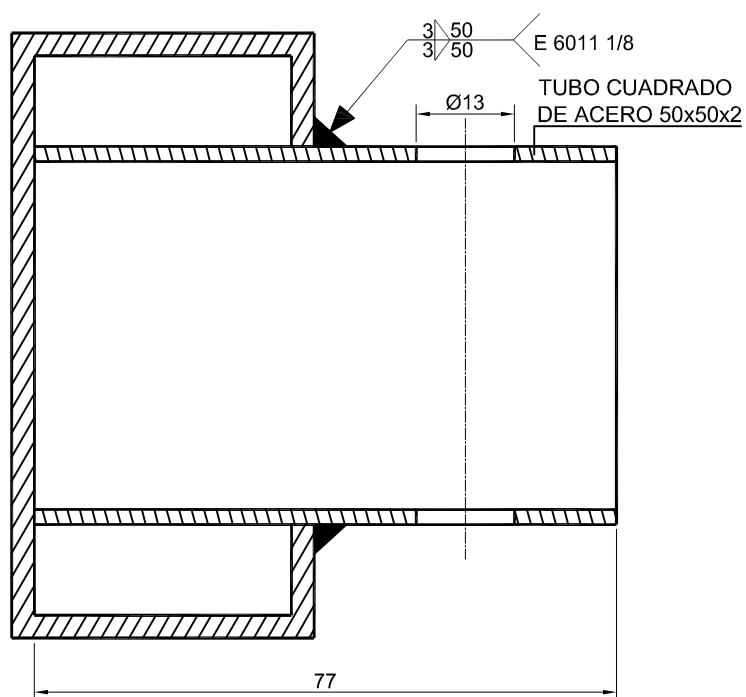
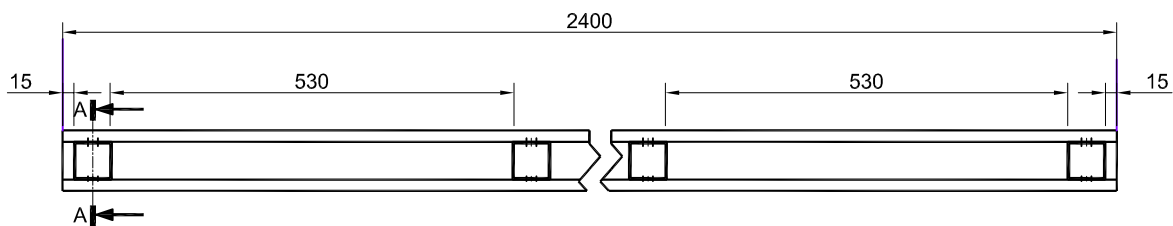
PLANOS



9	Arriostramiento	1	10.116.01.09.01	5 S	Acero		
8	Rueda	4	N/A	10 D	Acero		
7	Perno posicionador	6	10.116.01.06.02	8 N	Acero		
6	Estructura vertical	2	10.116.01.06.00	5 M	Acero		
5	Viga curva reforzada	3	10.116.01.05.00	3 P	Acero		
4	Cubierta frontal	1	10.116.01.04.00	3 O	Acero		
3	Bóveda metálica	1	10.116.01.03.00	6 I	Acero		
2	Pared lateral	2	10.116.01.02.00	9 K	Acero		
1	Correa base	2	10.116.01.02.01	11 L	Acero	80x40x15x3x2400	
Ref.	Denominación	Cant.	Norma	Localiz.	Material	Dim. brutas	Observaciones
CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA				Diseño: Iza Marco		20 - 07 - 2011	
				Dibujó: Iza Marco		20 - 07 - 2011	
				Revisó: Ing. Maldonado Carlos		20 - 07 - 2011	
MÓDULO DE ENCOFRADO METÁLICO				Escala: 1 : 20		Código: 10.116.01.00.00	
						Tolerancia general: ±1	



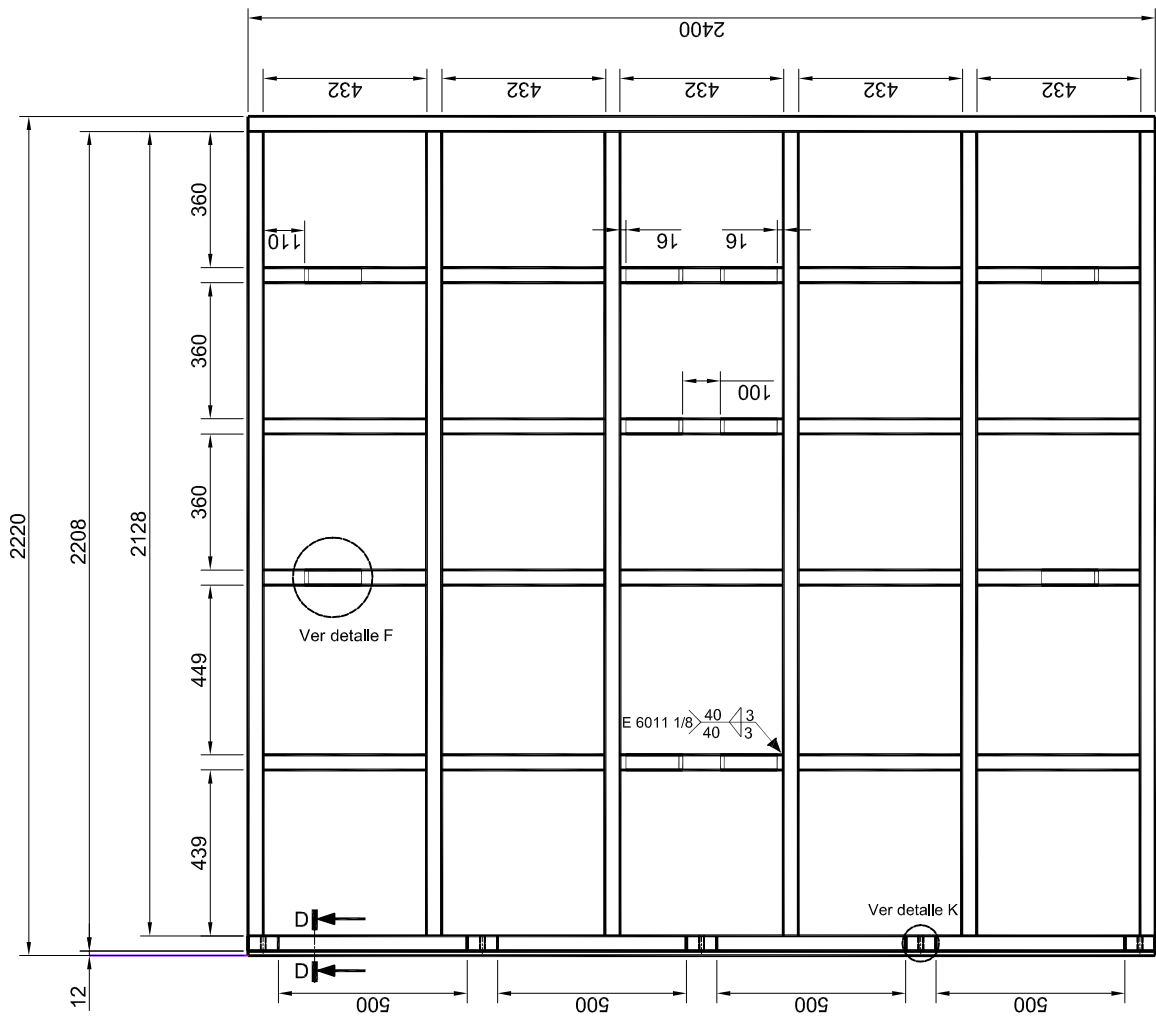
3	Grampon	10	10.116.01.02.03	6 B	Acero		
2	Estructura pared lateral	2	10.116.01.02.02	9 K	Acero		
1	Correa base	2	10.116.01.02.01	11 L	Acero	80x40x15x2x2400	
Ref.	Denominación	Cant.	Norma	Localiz.	Material	Dim. brutas	Observaciones
CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA			UPS	Diseñó:	Iza Marco	20 - 07 - 2011	
				Dibujó:	Iza Marco	20 - 07 - 2011	
				Revisó:	Ing. Maldonado Carlos	20 - 07 - 2011	
PARED LATERAL			Escala: 1 : 20	Código:	10.116.01.02.00	Tolerancia general: ±1	



Sección A A
Escala 1 : 1

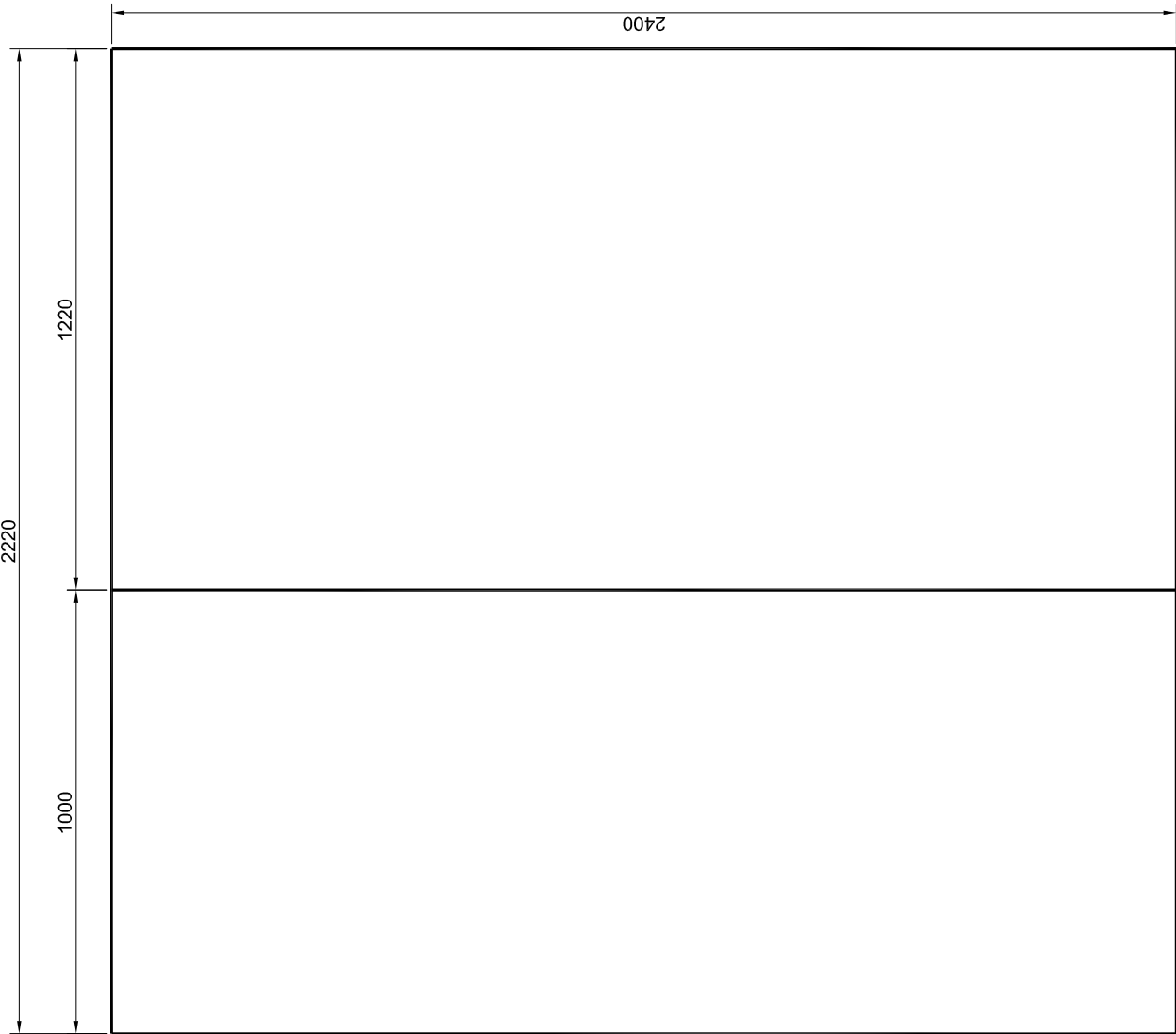
Cantidad : 2

Tratamiento térmico:	NA	Material: Correa G 80x40x15x3 x2400	Dimensiones brutas: NA	
Recubrimiento:	Fondo anticorrosivo y esmalte			
CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA	UPS	Diseño:	Iza Marco	20 - 07 - 2011
		Dibujó:	Iza Marco	20 - 07 - 2011
		Revisó:	Ing. Maldonado Carlos	20 - 07 - 2011
CORREA BASE	Escala: 1: 10	Código:	10.116.01.02.01	Tolerancia general: ±1



PARED LATERAL VISTA FRONTAL

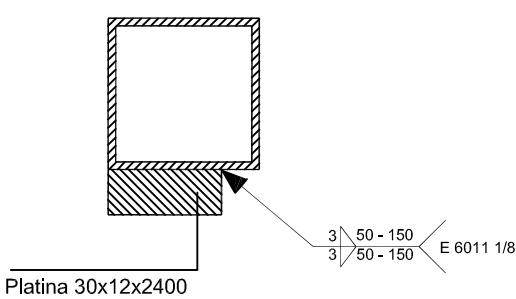
Nota: la placa de 2 mm, se suelda con los tubos mediante puntos de soldadura realizados desde la parte posterior, se harán 6 puntos de longitud 6mm, repartidos exactamente en cada lado de los cuadros que forman los tubos



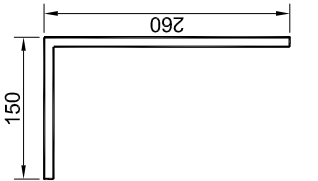
PARED LATERAL VISTA POSTERIOR
LÁMINA DE ACERO NEGRO DE 2 mm

Cantidad : 2

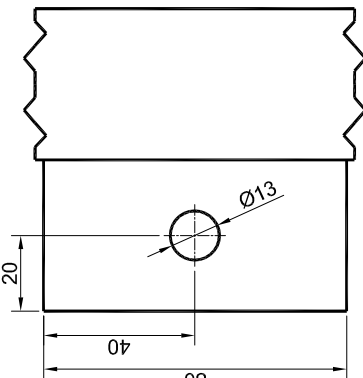
Tratamiento térmico:	NA	Material: Tubo cuadrado de acero negro de 40x40x2 mm	Dimensiones brutas: NA	
Recubrimiento:	Fondo anticorrosivo y esmalte			
CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA		Diseño:	Iza Marco	20 - 07 - 2011
		Dibujó:	Iza Marco	20 - 07 - 2011
		Revisó:	Ing. Maldonado Carlos	20 - 07 - 2011
ESTRUCTURA PARED LATERAL		Escala: 1 : 20	Código: 10,116.01.02.02	Tolerancia general: ±1



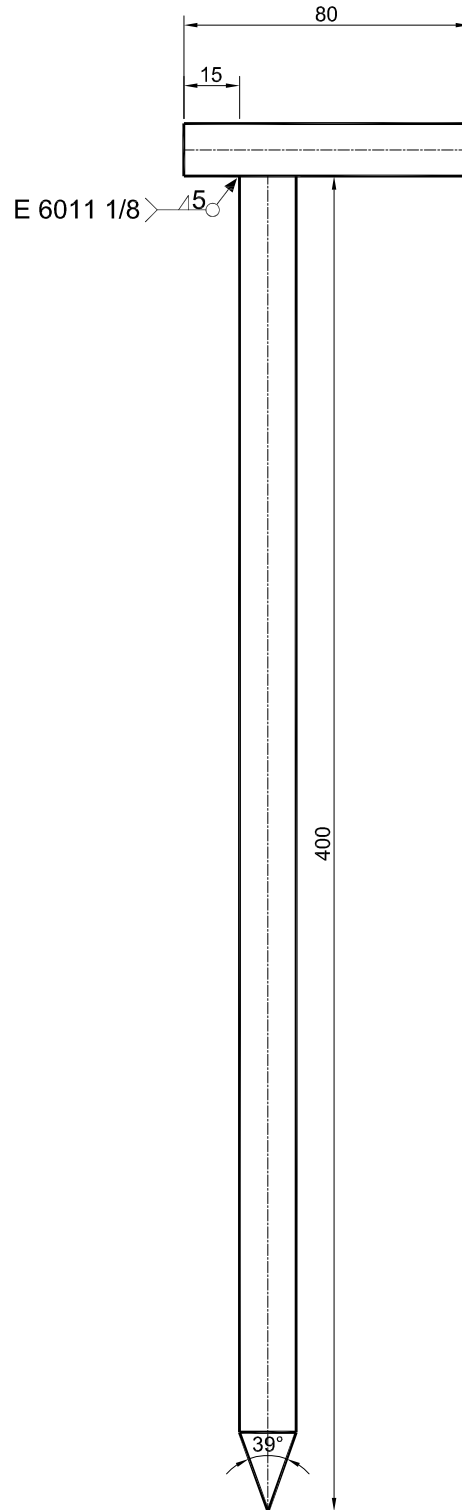
Sección DD
Escala: 1 : 2



Detalle F: Asas
Platina de acero 40 x 10
Cantidad 10
Escala 1 : 8

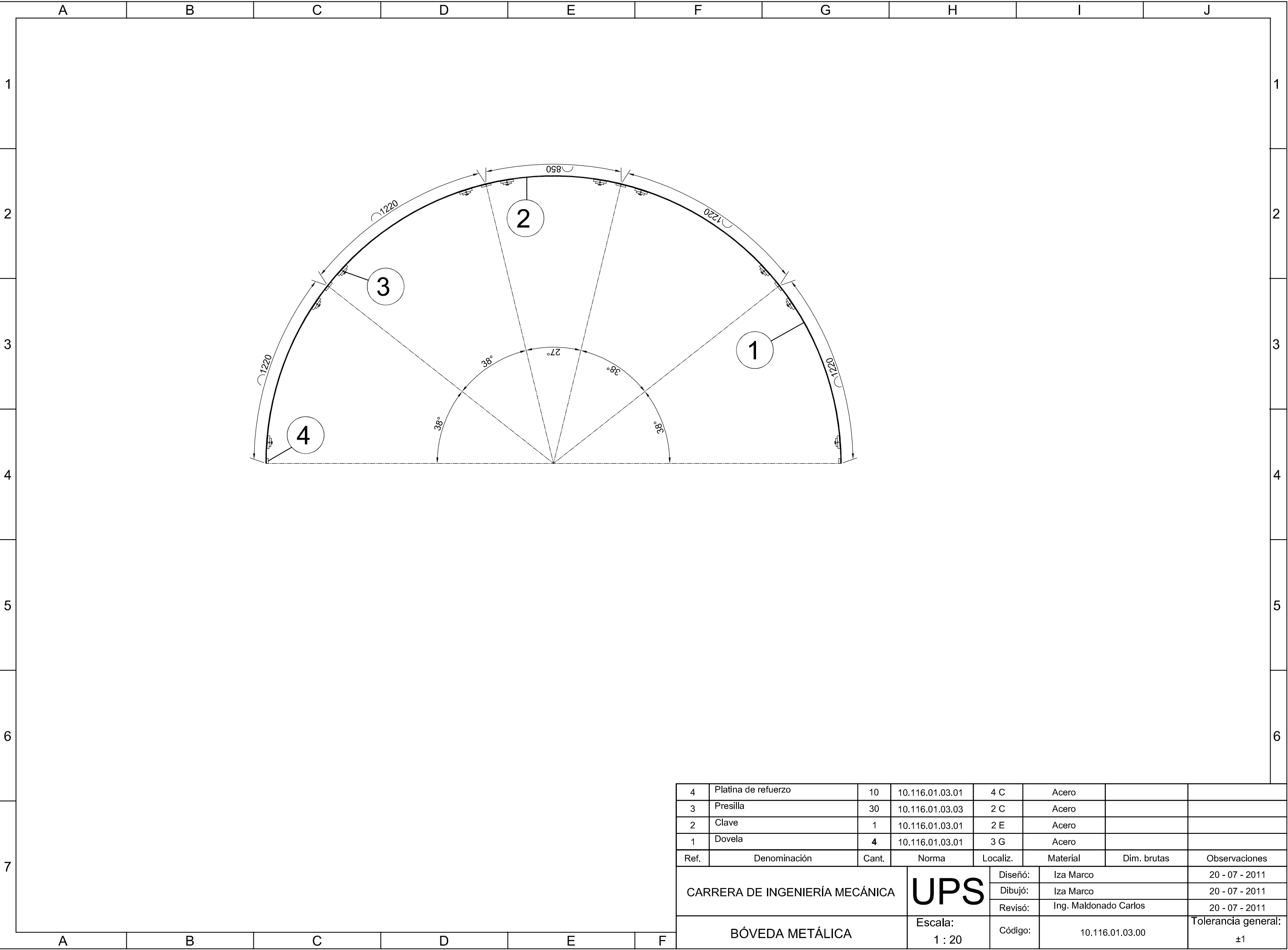


Detalle K
Tubo cuadrado de acero 40x40x2
Escala 1 : 2

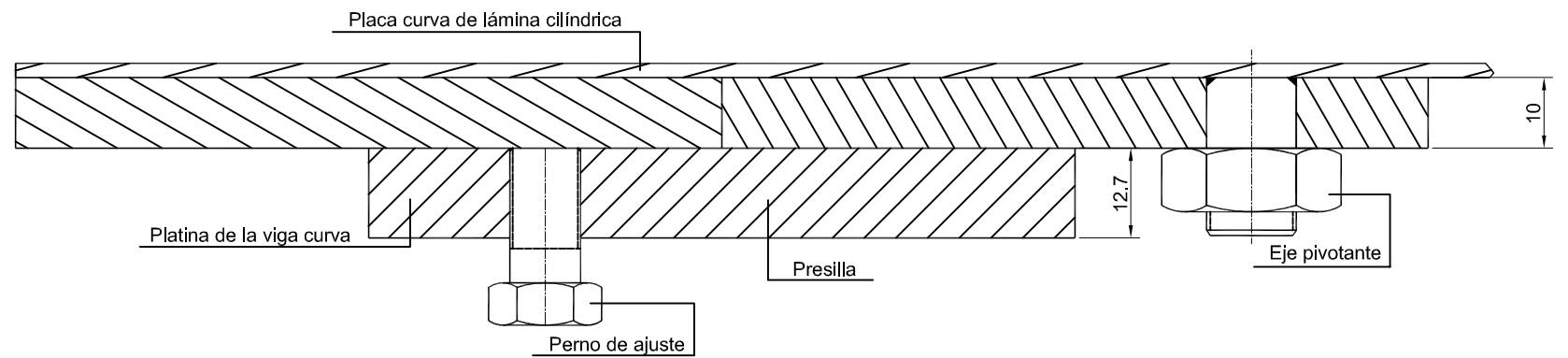
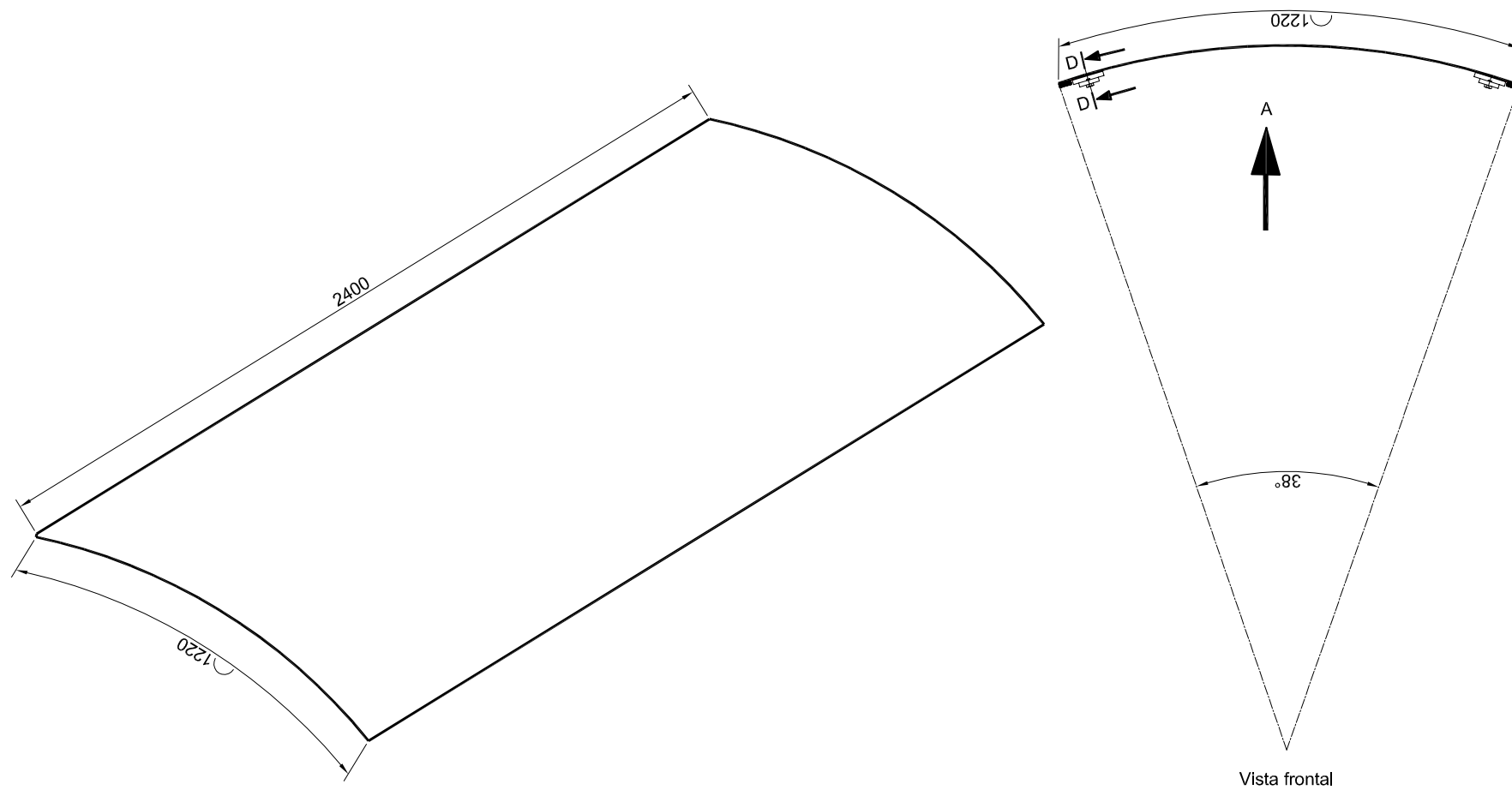


Cantidad : 19

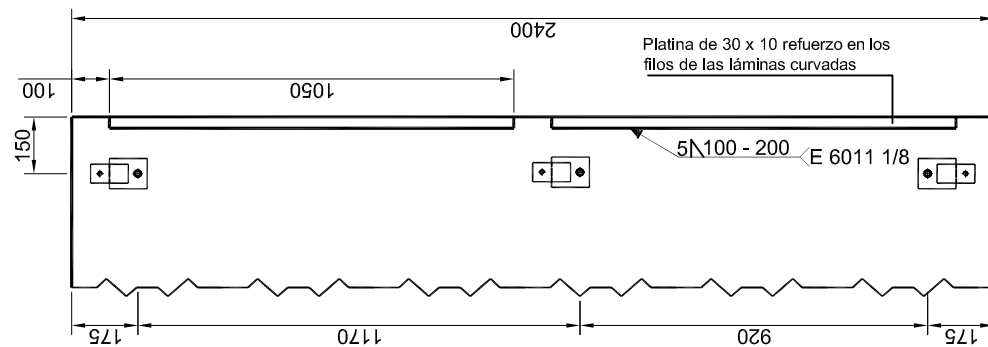
Tratamiento térmico:	NA	Material: Varilla lisa de $\varnothing \frac{1}{2}$ " acero ASTM A-36	Dimensiones brutas: NA	
Recubrimiento:	Fondo anticorrosivo y esmalte			
CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA	UPS	Diseñó:	Iza Marco	20 - 07 - 2011
		Dibujó:	Iza Marco	20 - 07 - 2011
		Revisó:	Ing. Maldonado Carlos	20 - 07 - 2011
GRAMPÓN	Escala: 1: 2	Código:	10.116.01.02.03	Tolerancia general: ± 1



4	Platina de refuerzo	10	10.116.01.03.01	4 C	Acero		
3	Presilla	30	10.116.01.03.03	2 C	Acero		
2	Clave	1	10.116.01.03.01	2 E	Acero		
1	Dovela	4	10.116.01.03.01	3 G	Acero		
Ref.	Denominación	Cant.	Norma	Localiz.	Material	Dim. brutas	Observaciones
CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA				Diseño:	Iza Marco	20 - 07 - 2011	
				Dibujó:	Iza Marco	20 - 07 - 2011	
				Revisó:	Ing. Maldonado Carlos	20 - 07 - 2011	
BÓVEDA METÁLICA			Escala: 1 : 20	Código:	10.116.01.03.00	Tolerancia general: ±1	



Sección DD
Escala 1 : 1

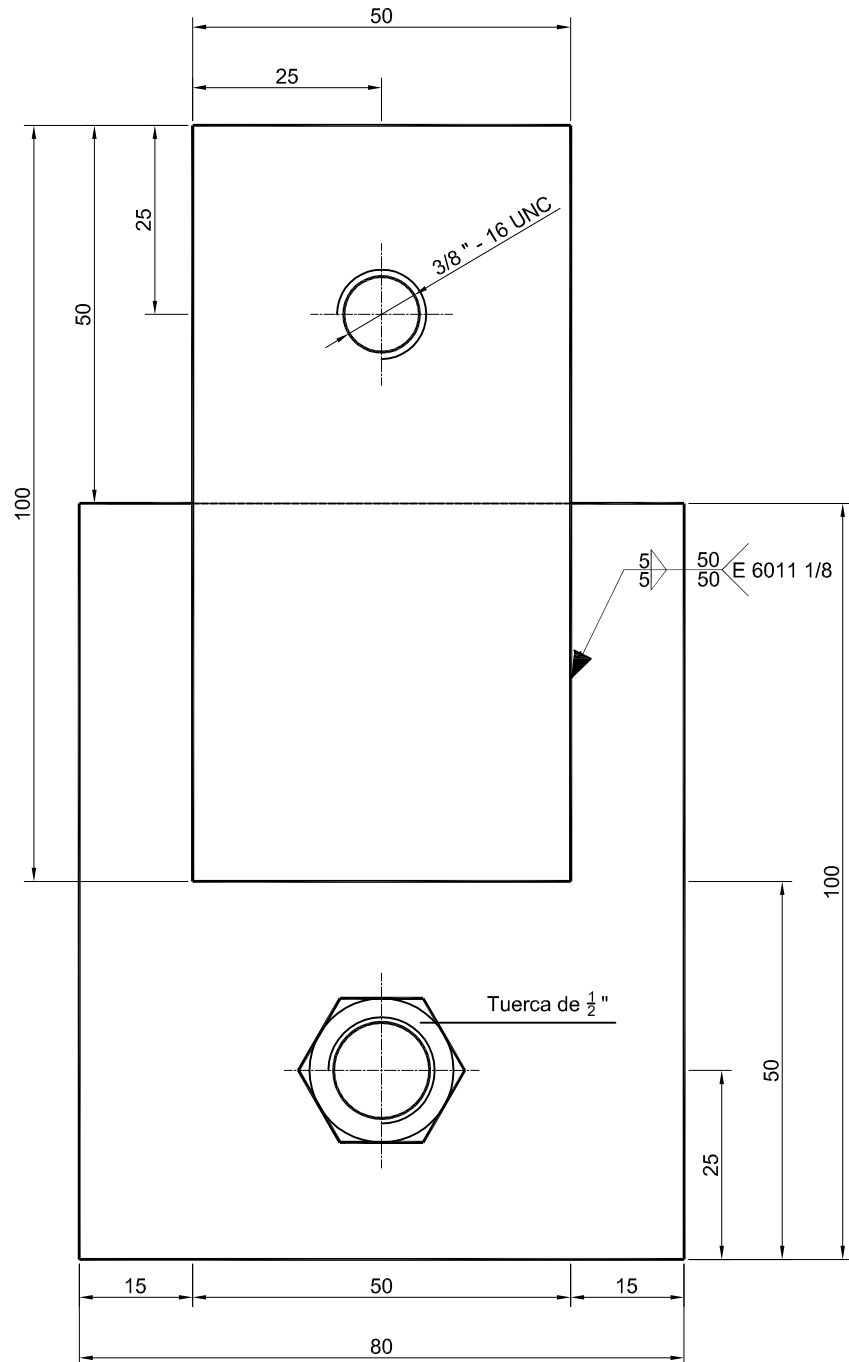


Vista A

Nota: La clave tiene los mismos refuerzos
y presillas que las dovelas

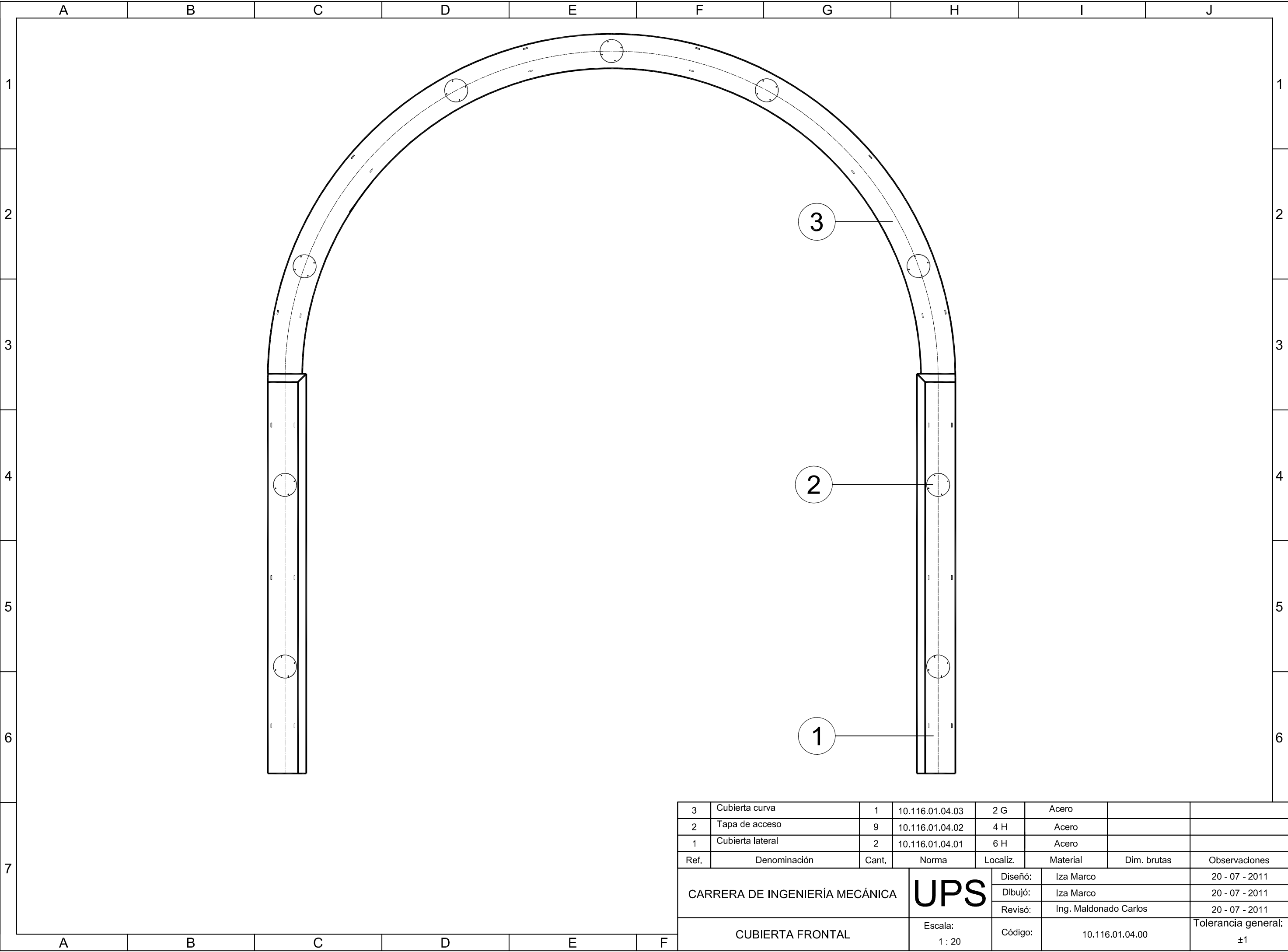
Cantidad 4

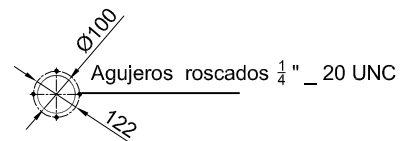
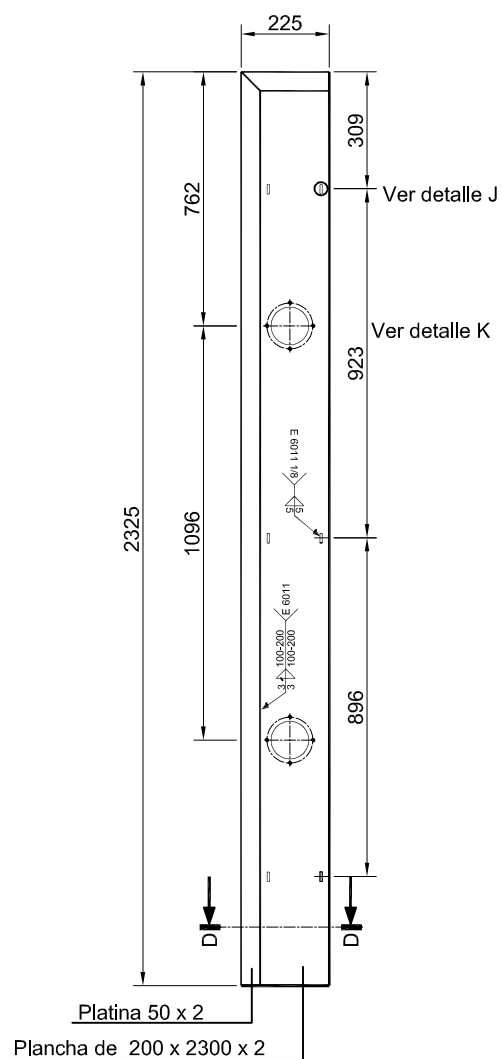
Tratamiento térmico:	NA	Material: Platina de acero de 30 x 10 Plancha de acero ASTM A-36 de 2mm	Dimensiones brutas: NA	
Recubrimiento:	Fondo anticorrosivo y esmalte			
CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA	UPS	Diseño:	Iza Marco	07 - 07 - 2011
		Dibujó:	Iza Marco	07 - 07 - 2011
		Revisó:	Ing. Maldonado Carlos	07 - 07 - 2011
DOVELAS	Escala: 1: 20	Código:	10.116.01.03.01	Tolerancia general: ±1



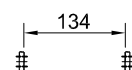
Cantidad : 30

Tratamiento térmico:	NA	Material:	Plancha de aceroASTM A-36 de $\frac{1}{2}$ "	Dimensiones brutas: NA
Recubrimiento:	Fondo anticorrosivo y esmalte			
CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA	UPS	Diseño:	Iza Marco	20 - 07 - 2011
		Dibujó:	Iza Marco	20 - 07 - 2011
		Revisó:	Ing. Maldonado Carlos	20 - 07 - 2011
PRESILLA	Escala: 1: 1	Código:	10.116.01.03.03	Tolerancia general: ± 1

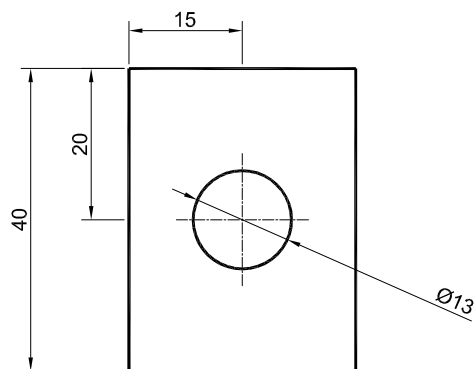




Detalle K



Detalle J
separación entre guías
de grampones
Escala: 1: 10



Guía de grampones
Material platina de 30 x 10
Escala : 1 : 1

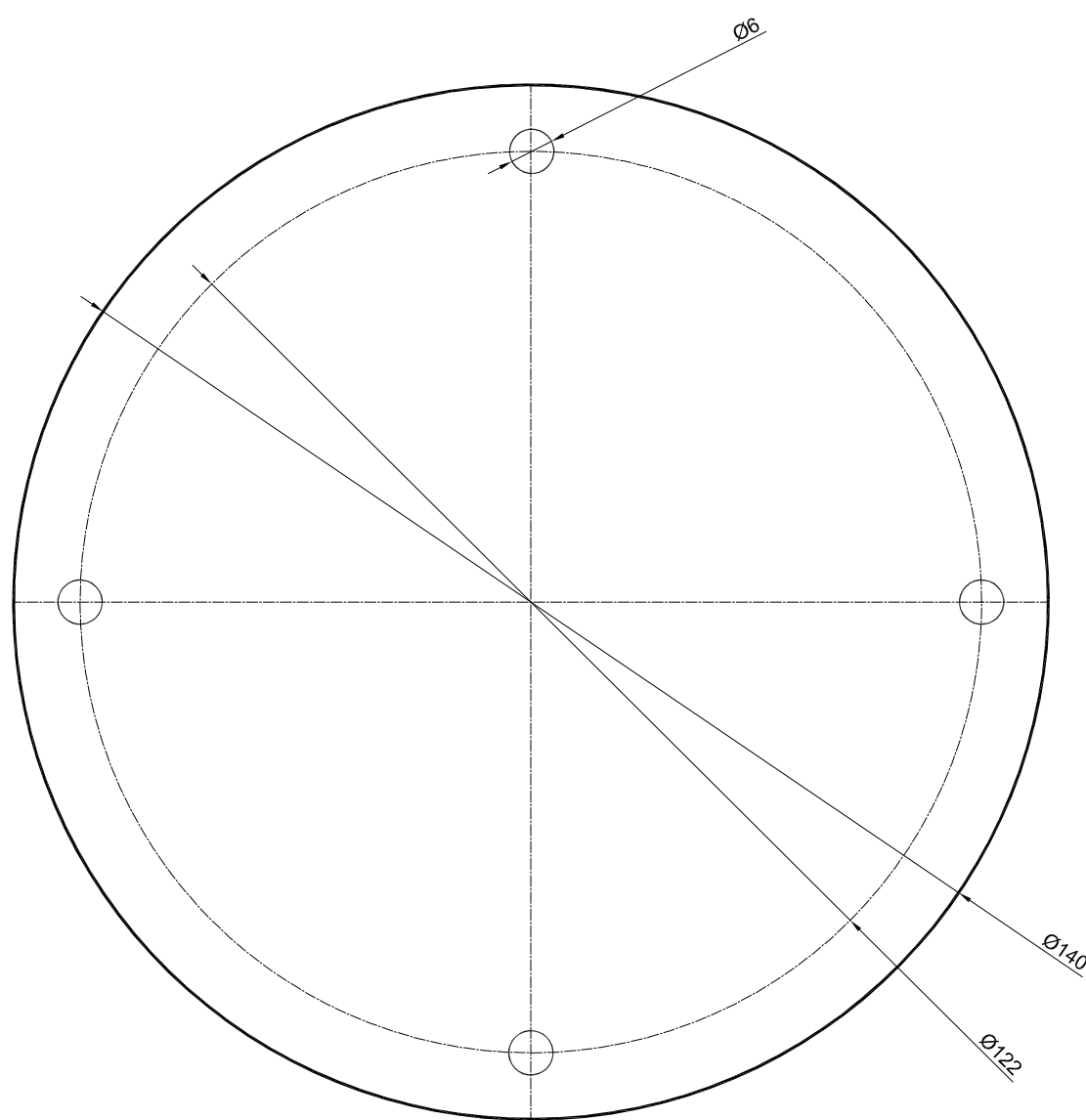
Platina tapa del filo



Sección DD
Escala: 1: 2

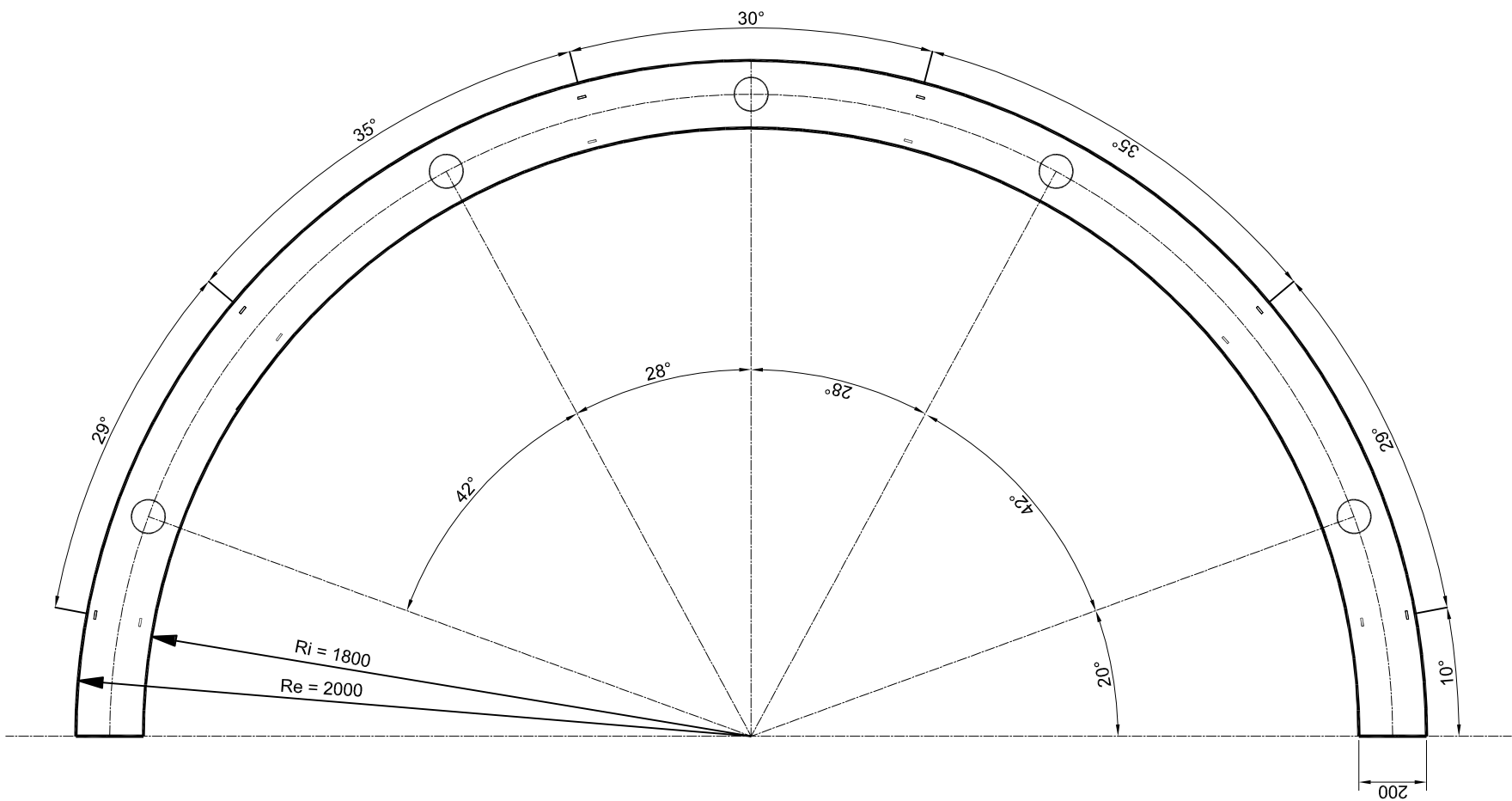
Cantidad: 2

Tratamiento térmico:	NA	Material: Platina de acero 50x2	Dimensiones brutas:
Recubrimiento:	Fondo anticorrosivo y esmalte	Plancha de acero ASTM A-36 de 3 mm	NA
CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA	UPS	Diseño:	Iza Marco
		Dibujó:	Iza Marco
		Revisó:	Ing. Maldonado Carlos
CUBIERTA LATERAL	Escala: 1 : 20	Código:	10.116.01.04.01
		Tolerancia general:	± 1

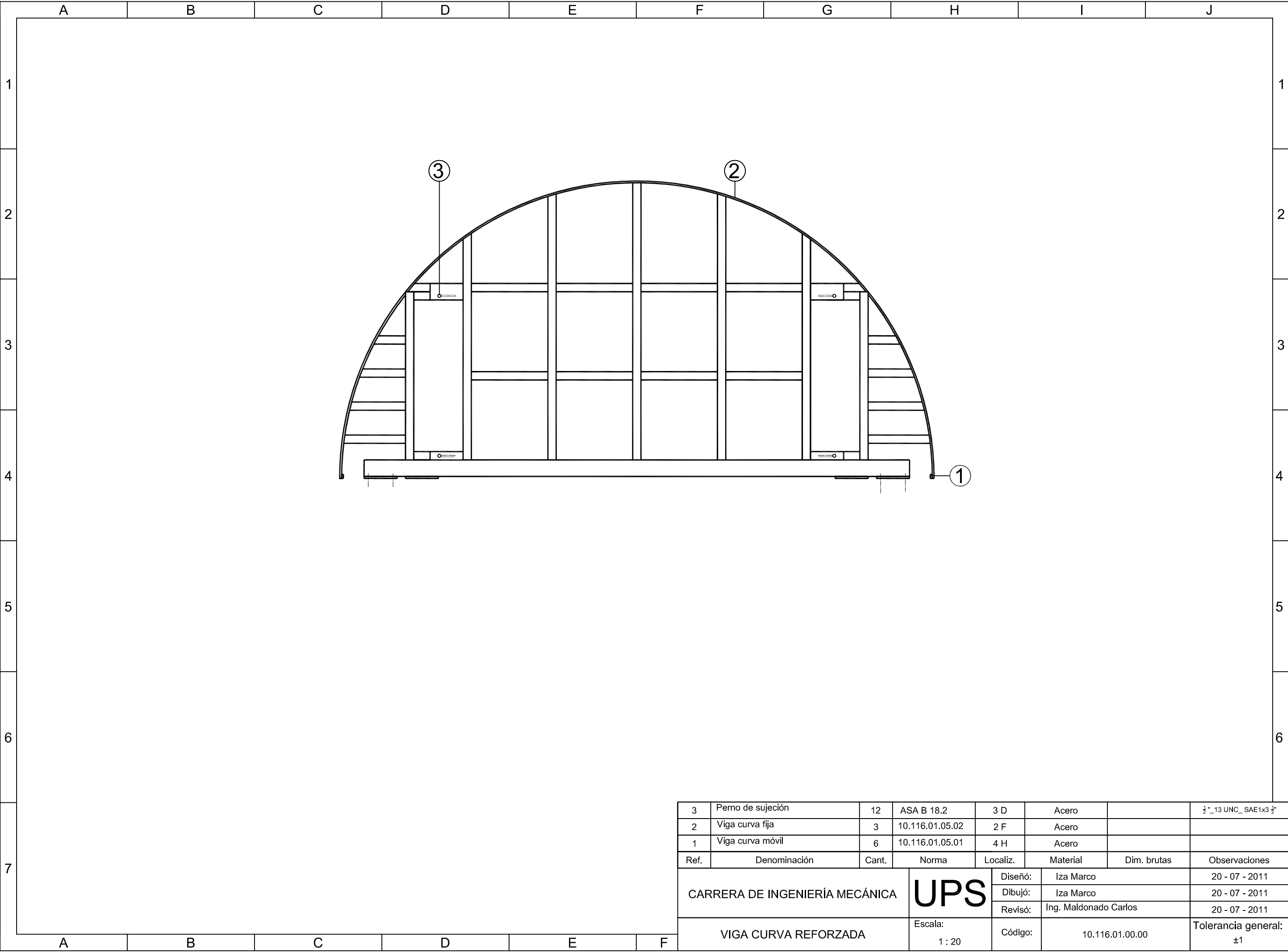


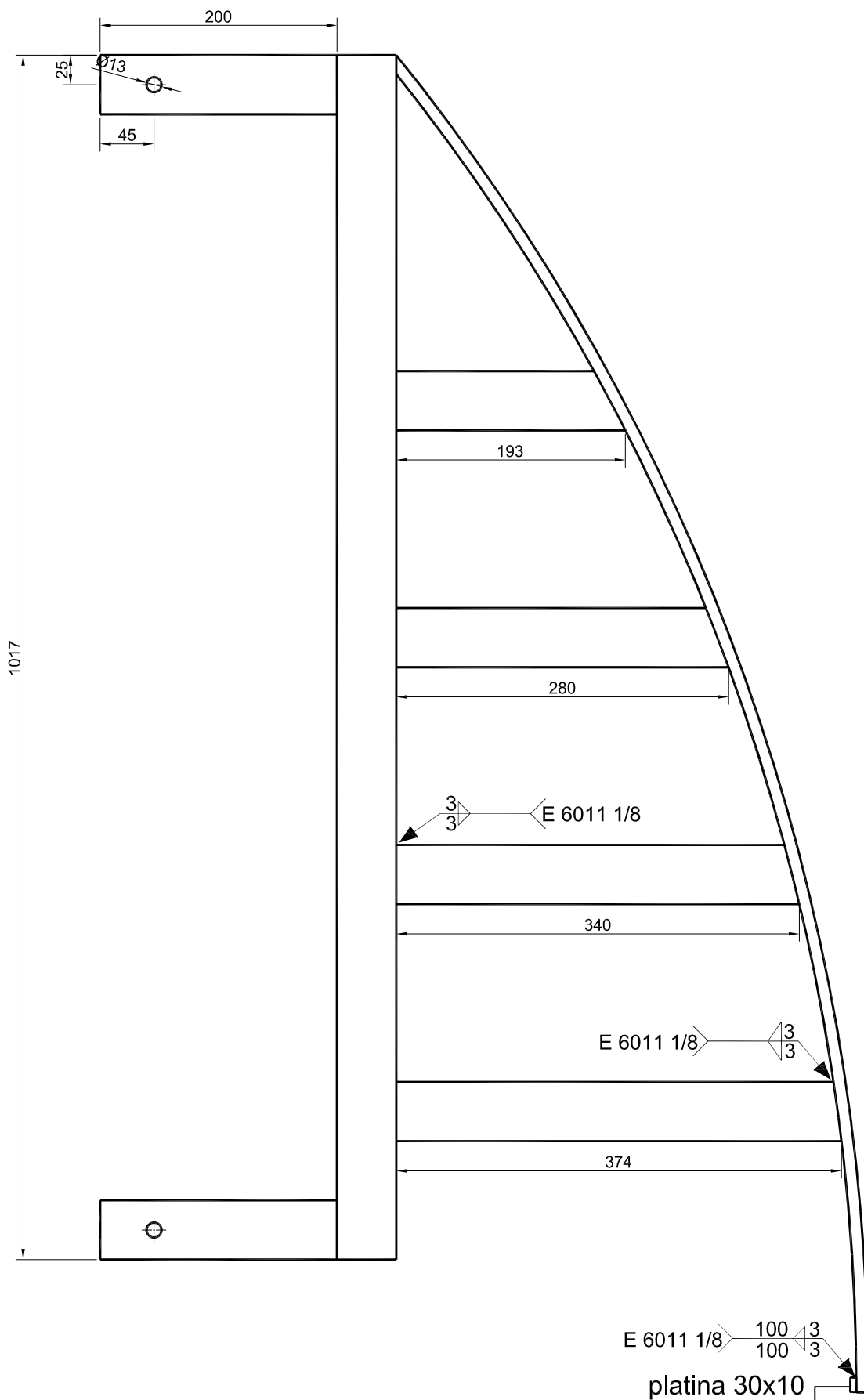
Cantidad 9

Tratamiento térmico:	NA	Material:	Plancha de acero ASTM A-36 de 2 mm	Dimensiones brutas:	
Recubrimiento:	Fondo anticorrosivo y esmalte			NA	
CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA	UPS	Diseño:	Iza Marco	07 - 07 - 2011	
		Dibujó:	Iza Marco	07 - 07 - 2011	
		Revisó:	Ing. Maldonado Carlos	07 - 07 - 2011	
TAPA DE ACCESO	Escala: 1 : 1	Código:	10.116.01.04.03	Tolerancia general: ±1	



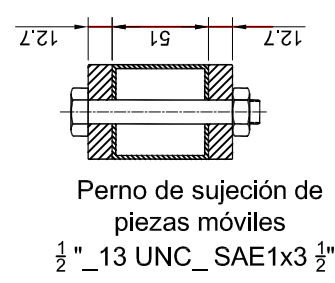
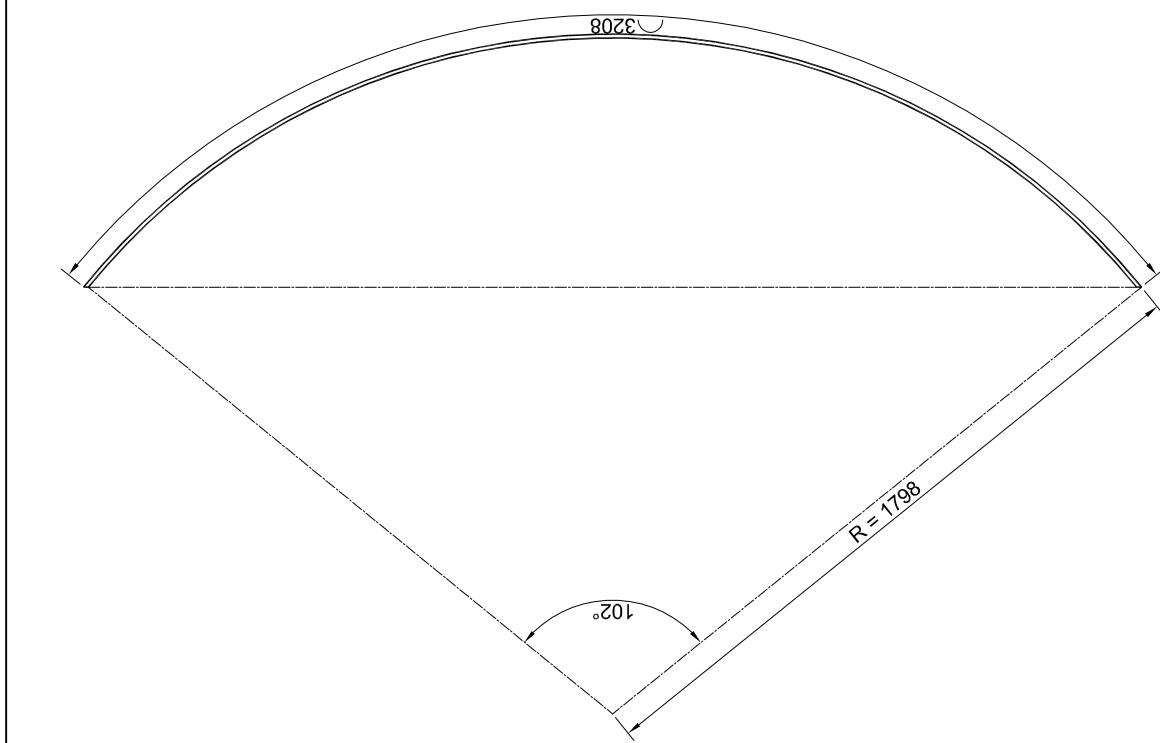
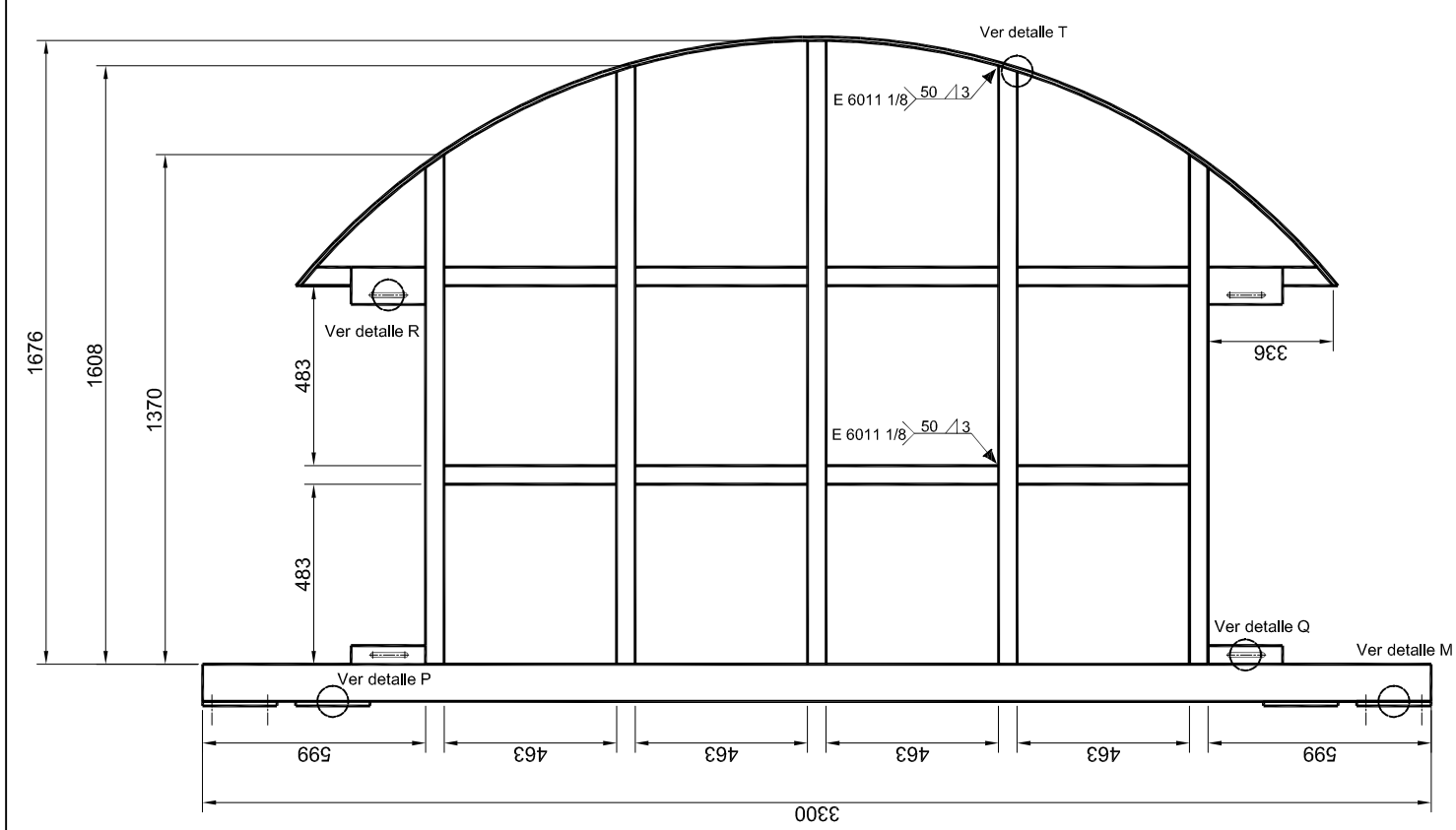
Tratamiento térmico:	NA	Material: Plancha de acero ASTM A-36 de 2 mm		Dimensiones brutas: NA	
Recubrimiento:	Fondo anticorrosivo y esmalte				
CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA		UPS	Diseño:	Iza Marco	20 - 07 - 2011
			Dibujó:	Iza Marco	20 - 07 - 2011
			Revisó:	Ing. Maldonado Carlos	20 - 07 - 2011
CUBIERTA CURVA		Escala: 1 : 20	Código:	10.116.01.04.03	Tolerancia general: ±1



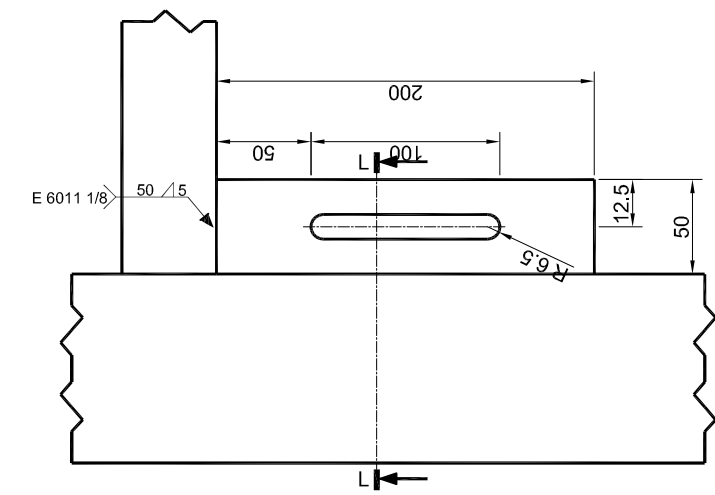


Cantidad: 6

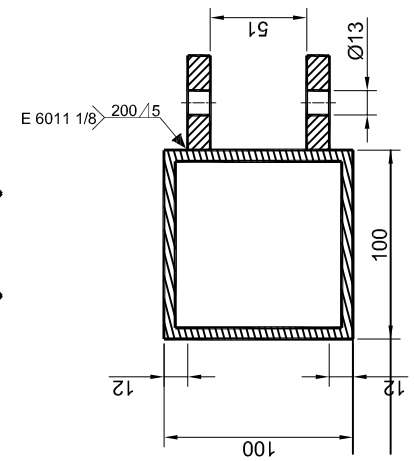
Tratamiento térmico:	NA	Material: Tubo cuadrado de acero 50x50x2 Platina de acero 100x10	Dimensiones brutas:	
Recubrimiento:	Fondo anticorrosivo y esmalte		NA	
CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA	UPS	Diseño:	Iza Marco	20 - 07 - 2011
		Dibujó:	Iza Marco	20 - 07 - 2011
		Revisó:	Ing. Maldonado Carlos	20 - 07 - 2011
VIGA CURVA MÓVIL	Escala: 1: 5	Código:	10.116.01.05.01	Tolerancia general: ±1



Detalle T
Material: Platina de acero
100 x 10

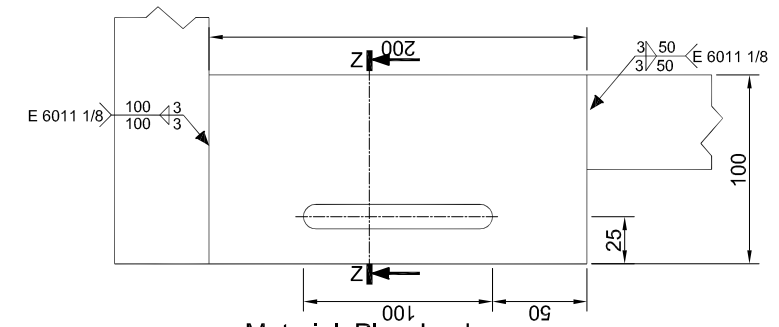


Material: Plancha de acero
ASTM A-36 de 1/2 "

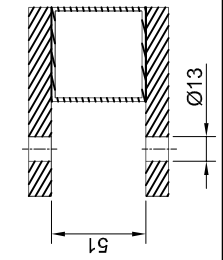


Sección LL
Material: Tubo cuadrado de
acero 100x100x6

Detalle Q
Escala : 1 : 4

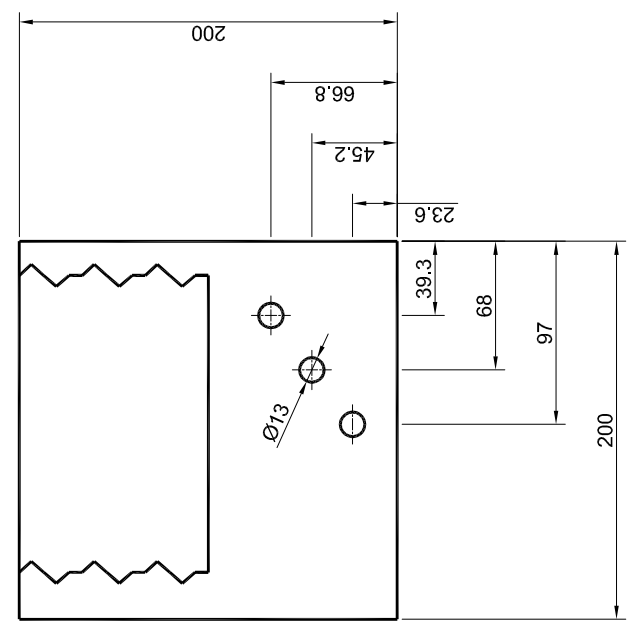


Material: Plancha de acero
ASTM A-36 de 1/2 "



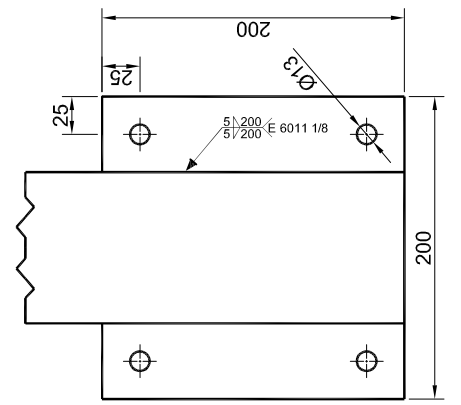
Sección ZZ

Detalle R
Escala : 1 : 4



Placa porta riostras
Material: Plancha de acero
ASTM A-36 de 1/2 "

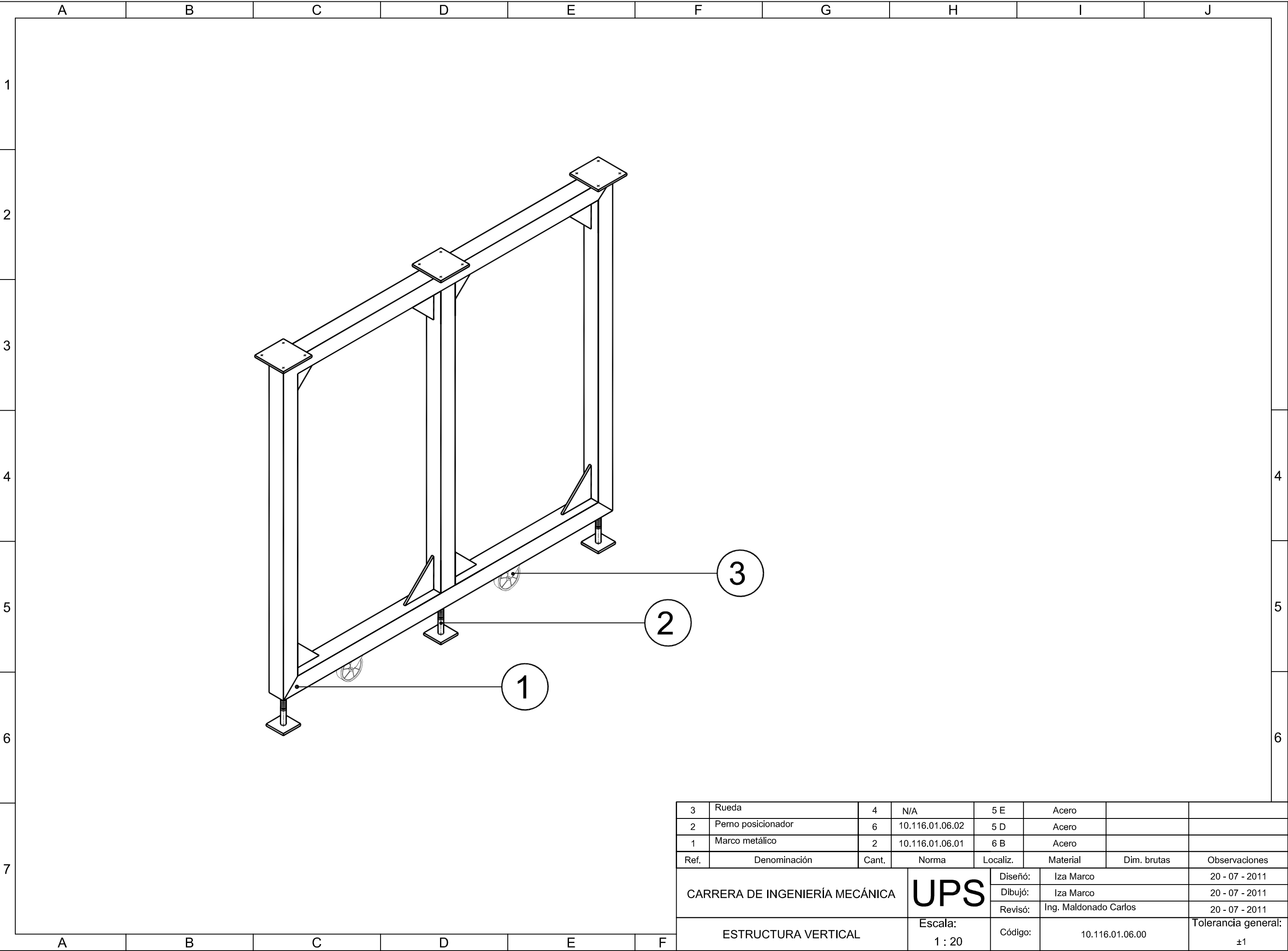
Detalle P
Escala : 1 : 4

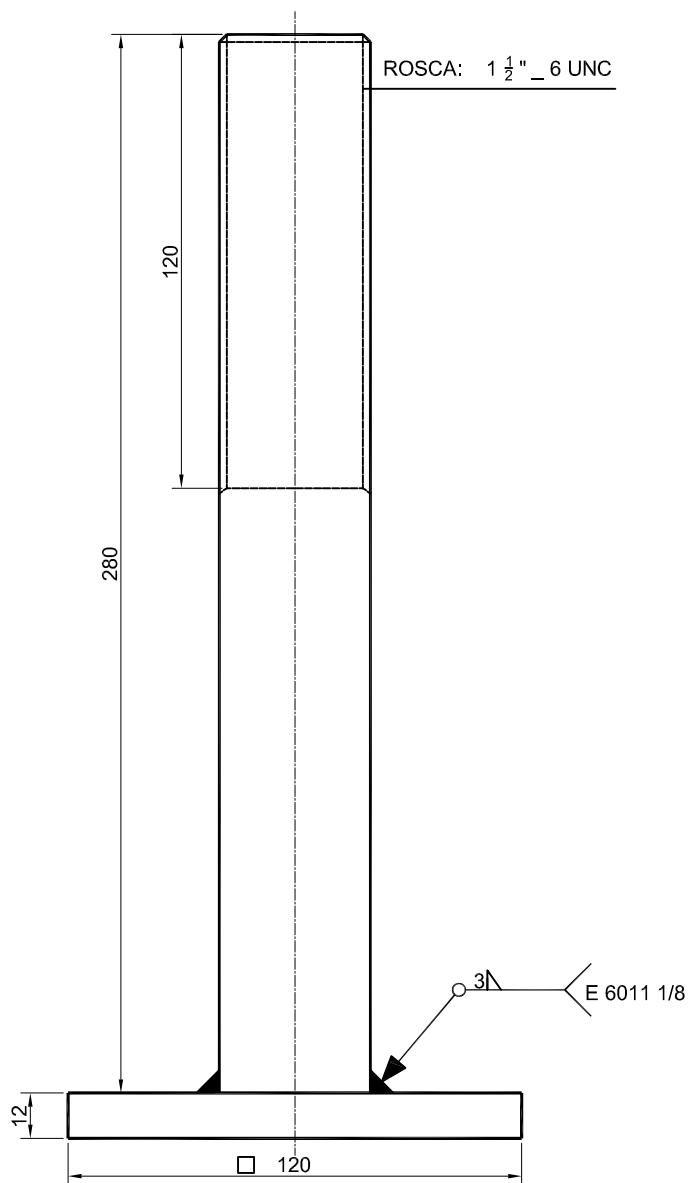


Material: Plancha de acero
ASTM A-36 de 1/2 "

Detalle M
Escala : 1 : 5

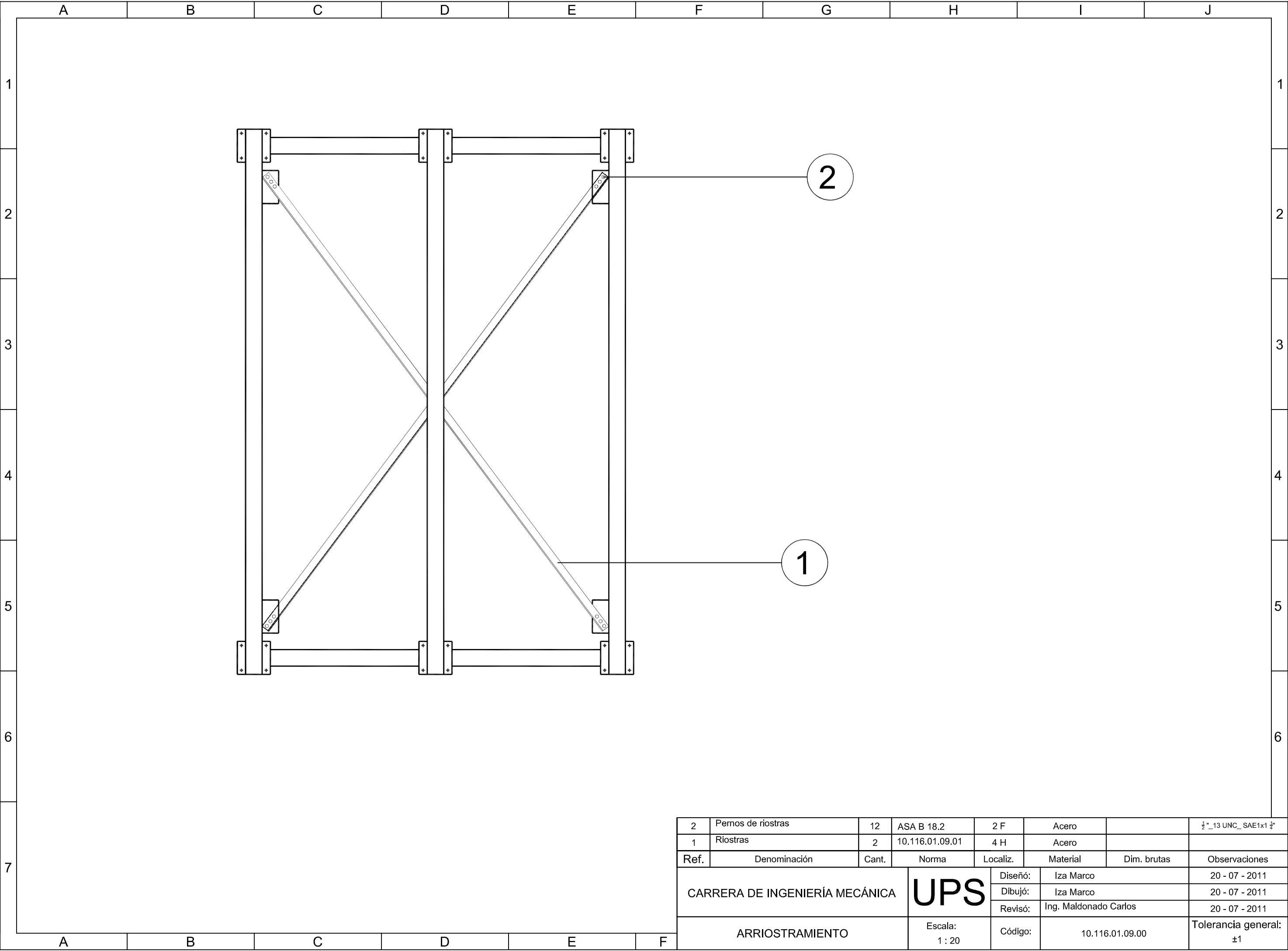
Cantidad: 3				
Tratamiento térmico:	NA	Material:		Dimensiones brutas:
Recubrimiento:	Fondo anticorrosivo y esmalte	Tubo cuadrado de acero 50x50x2 Plancha de acero ASTM A-36 de 1/2 "		NA
CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA		Diseño:	Iza Marco	20 - 07 - 2011
		Dibujó:	Iza Marco	20 - 07 - 2011
		Revisó:	Ing. Maldonado Carlos	20 - 07 - 2011
VIGA CURVA FIJA		Escala:	1: 20	Tolerancia general:
				±1

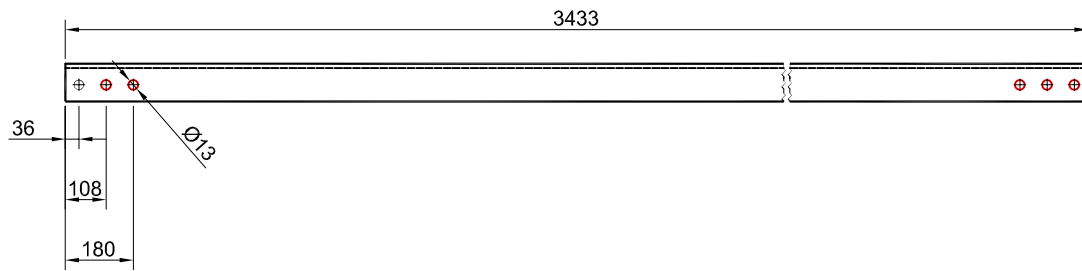




Cantidad: 6

Tratamiento térmico:	NA	Material: Acero AISI 4142 perno Acero ASTM A -36 base	Dimensiones brutas:	
Recubrimiento:	NA		NA	
CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA	UPS	Diseño:	Iza Marco	20 - 07 - 2011
		Dibujó:	Iza Marco	20 - 07 - 2011
		Revisó:	Ing. Maldonado Carlos	20 - 07 - 2011
PERNO POSICIONADOR	Escala: 1: 2	Código:	10.116.01.06.02	Tolerancia general: ±1





Cantidad 2

Tratamiento térmico:	NA	Material: Ángulo de acero 50x50x6	Dimensiones brutas:	
Recubrimiento:	Fondo anticorrosivo y esmalte		NA	
CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA	UPS	Diseño:	Iza Marco	20 - 07 - 2011
		Dibujó:	Iza Marco	20 - 07 - 2011
		Revisó:	Ing. Maldonado Carlos	20 - 07 - 2011
RIOSTRA	Escala: 1 : 20	Código:	10.116.01.09.01	Tolerancia general: ±1

ANEXO II

RUEDAS

Terminología de las Rodajas y Ruedas



Capacidad de hasta 3,500 libras cada una

Diámetro de la Rueda (Pulg.)	Ancho de la Rodadura (Pulg.)	Capacidad por rodaja (Lbs.)	Ruedas	Cojinetes	Modelo Número		Peso Aprox. c/u (Lbs.)	Altura de la Carga	Radio de Giro (Pulg.)
					Giratoria	Fija			
6	2 1/2	1600	Fenólico	Rodillo	7-6609-369	7-6608-369	18	8	5 3/4
		2500	Semiacero		7-6609-169	7-6608-169	24		
			Ranura en V		7-6609-769	7-6608-769	24		
	3	3000	Acero Forjado		7-6609-269	7-6608-269	23		
		680	Moldon Hule		7-6609-679	7-6608-679	19 3/4		
		2000	Poliuretano Núcleo de Aluminio		7-6609-979	7-6608-979	18 1/2		
8	2 1/2	2000	Fenólico	Rodillo	7-8609-369	7-8608-369	21	10 1/2	6 3/4
		840	Moldon Hule		7-8609-679	7-8608-679	26		
			Poliuretano Núcleo de Aluminio		7-8609-979	7-8608-979	23 1/2		
	3	2500	Semiacero		7-8609-179	7-8608-179	33		
			Ranura en V		7-8609-779	7-8608-779	27 1/2		
		3500	Acero Forjado		7-8609-279	7-8608-279	36		
10	2 1/2	1200	Poliuretano (HI-TECH)	Rodillo	7-10609-959	7-10608-959	26	12 1/2	7 1/2
		1000	Moldon Hule		7-10609-679	7-10608-679	30 1/2		
		2900	Fenólico		7-10609-379	7-10608-379	29		
	3	3000	Poliuretano Núcleo de Aluminio		7-10609-979	7-10608-979	25 1/2		
			Semiacero		7-10609-179	7-10608-179	41		
		3500	Acero Forjado		7-10609-279	7-10608-279	38		
12	3	1140	Moldon Hule	Rodillo	7-12609-679	7-12608-679	35	15 1/2	9 1/4
		3000	Semiacero		7-12609-179	7-12608-179	43 3/4		
		3500	Fenólico		7-12609-379	7-12608-379	33 1/2		

ANEXO III

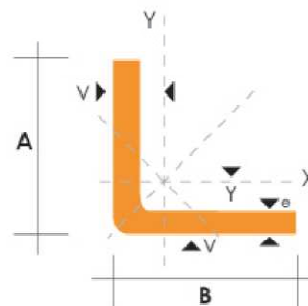
PERFILES
METÁLICOS



PERFILES ESTRUCTURALES ANGULOS "L" DOBLADO

Especificaciones Generales

Norma	INEN 1 623:2000
Otras calidades	Previa consulta
Largo normal	6.0m
Otros largos	Previa consulta
Espesores	Desde 1.5mm hasta 12.0mm
Acabado	Natural
Otro acabado	Previa consulta



DIMENSIONES			PESOS		SECCION	EJE X-X		= EJE Y-Y		EJE U-U	EJE V-V
A	B	e	6 metros	1 metro		I	W	I	X=Y	i	i
mm	mm	mm	Kg	Kg	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm	cm
25	25	2	4.38	0.73	0.93	0.57	0.32	0.78	0.72	0.99	0.47
25	25	3	6.36	1.06	1.35	0.79	0.44	0.76	0.77	0.98	0.44
30	30	2	5.34	0.89	1.13	1.00	0.46	0.94	0.84	1.20	0.58
30	30	3	7.80	1.30	1.65	1.41	0.67	0.92	0.89	1.18	0.55
30	30	4	10.08	1.68	2.14	1.80	0.88	0.92	0.94	1.17	0.52
40	40	2	7.20	1.20	1.53	2.44	0.84	1.26	1.09	1.61	0.78
40	40	3	10.62	1.77	2.25	3.50	1.22	1.25	1.14	1.59	0.76
40	40	4	13.86	2.31	2.94	4.46	1.58	1.23	1.19	1.58	0.78
40	40	5	19.62	2.82	3.59	5.31	1.91	1.22	1.23	0.73	0.73
50	50	2	9.12	1.52	1.93	4.86	1.33	1.58	1.34	2.01	0.98
50	50	3	13.44	2.24	2.85	7.03	1.95	1.57	1.39	2.00	0.96
50	50	4	17.64	2.94	3.74	9.04	2.53	1.56	1.43	1.98	0.94
50	50	5	21.60	3.60	4.59	10.88	3.09	1.54	1.48	1.97	0.93
50	50	6	25.92	4.32	5.40	12.57	3.62	1.53	1.53	1.96	0.90
60	60	3	16.26	2.71	3.45	12.37	2.84	1.89	1.64	2.41	1.16
60	60	4	21.36	3.56	4.54	16.00	3.71	1.88	1.68	2.39	1.15
60	60	5	26.34	4.39	5.59	19.40	4.54	1.86	1.73	2.38	1.13
60	60	6	31.68	5.28	6.60	22.56	5.35	1.85	1.78	2.37	1.11
60	60	8	41.04	6.84	8.55	28.21	6.85	1.82	1.88	2.34	1.05
75	75	3	19.56	3.26	4.35	24.60	4.48	2.38	2.01	3.02	1.48
75	75	4	27.06	4.51	5.74	32.02	5.88	2.36	2.06	3.00	1.45
75	75	5	33.42	5.57	7.09	39.08	7.25	2.35	2.11	2.99	1.43
75	75	6	40.32	6.72	8.40	45.76	8.57	2.33	2.16	2.97	1.40
75	75	8	52.56	8.76	10.95	58.03	11.05	2.30	1.25	2.95	1.37
75	75	10	64.92	10.82	13.36	68.89	13.38	2.27	2.35	2.92	1.32
80	80	4	28.92	4.82	6.14	39.10	6.72	2.52	2.18	3.21	1.56
80	80	5	35.76	5.96	7.59	47.79	8.28	2.51	2.23	3.20	1.54
80	80	6	43.20	7.20	9.00	56.05	9.80	2.49	2.28	3.18	1.51
80	80	8	56.40	9.40	11.75	71.32	12.67	2.46	2.37	3.16	1.46
80	80	10	68.94	11.49	14.36	84.94	15.36	2.43	2.47	3.13	1.43
80	80	12	81.78	13.63	16.83	97.05	17.87	2.40	2.57	3.10	1.38

También en galvanizado e inoxidable - Medidas Especiales Bajo Pedido.



FUJINOX / ACERO INOXIDABLE AISI 304

Para uso estructural y decorativo producidos bajo norma
ASTM A554

1. DIMENSIONES Y PESO

TUBO CUADRADO			
DIÁMETRO NOMINAL	DIÁMETRO NOMINAL (mm)	ESPESOR NOMINAL (mm)	PESO Kg / m
3/4" x 3/4"	20 x 20	0.80	0.49
		1.00	0.60
		1.20	0.72
1" x 1"	25 x 25	0.80	0.61
		1.00	0.76
		1.20	0.91
		1.50	1.12
1 1/4" x 1 1/4"	30 x 30	1.00	0.91
		1.20	1.09
		1.50	1.35
		2.00	1.78
1 1/2" x 1 1/2"	40 x 40	1.20	1.47
		1.50	1.82
		2.00	2.41
2" x 2"	50 x 50	1.20	1.84
		1.50	2.29
		2.00	3.03
TUBO RECTANGULAR			
1 1/2" x 3/4"	40 x 20	1.20	1.09
		1.50	1.35
2" x 1"	50 x 25	1.20	1.39
		1.50	1.73
2 1/2" x 1 1/2"	60 x 40	1.50	2.29
		2.00	3.03

* 1 tubo por estado



Los tubos se producen en longitudes de 6m.
Diferentes medidas, previa consulta a fábrica.

4. TOLERANCIA

Diámetro: ± 0.13 mm Longitud: ± 12.7 mm
Espesor: $\pm 10.00\%$ Peso: $\pm 10\%$

5. ACABADOS

Medio Decorativo: N° 3
Super Fino: S F

*Otros acabados: bajo pedido

2. MATERIA PRIMA

Acero laminado en frío. CALIDAD AISI 304
Norma: ASTM A 240

3. PROPIEDADES MECÁNICAS

Resistencia a la tracción: Mín 515 kg/mm²
Resistencia a la fluencia: Mín 205 N/mm²
Elongación: Mín 40%
Doblamiento: Rad. mín. de Curvatura= 2.3 ϕ del tubo
Dureza: Brinel max 192 / Rockwell B max 90

TABLA 1. SERIES DE ROSCAS BASTAS UNC - DIMENSIONES BÁSICAS

TAMAÑOS Número Diámetro nominal pulgadas	D	N	Diámetro	Diámetro menor		Ángulo de hélice λ		Área de	Área de
	Diámetro nominal	Número de hilos por pulgada	medio d_m	Exterior	Interior			menor diámetro	esfuerzo en tensión
	pulgadas	pulgada	pulgadas	pulgadas	pulgadas	Grado	Min	pulgadas ²	pulgadas ²
1 (0.073) ^e	0.0730	64	0.0629	0.0544	0.0561	4	31	0.00218	0.00263
2 (0.086)	0.0860	56	0.0744	0.0648	0.0667	4	22	0.00310	0.00370
3 (0.099) ^e	0.0990	48	0.0855	0.0741	0.0764	4	26	0.00406	0.00487
4 (0.112)	0.1120	40	0.0958	0.0822	0.0849	4	45	0.00496	0.00604
5 (0.125)	0.1250	40	0.1088	0.0952	0.0979	4	11	0.00672	0.00796
6 (0.138)	0.1380	32	0.1177	0.1008	0.1042	4	50	0.00745	0.00909
8 (0.164)	0.1640	32	0.1437	0.1268	0.1302	3	58	0.01196	0.0140
10 (0.190)	0.1900	24	0.1629	0.1404	0.1449	4	39	0.01450	0.0175
12 (0.216) ^e	0.2160	24	0.1889	0.1664	0.1709	4	1	0.0206	0.0242
1/4	0.2500	20	0.2175	0.1905	0.1959	4	11	0.0269	0.0318
5/16	0.3125	18	0.2764	0.2464	0.2524	3	40	0.0454	0.0524
3/8	0.3750	16	0.3344	0.3005	0.3073	3	24	0.0678	0.0775
7/16	0.4375	14	0.3911	0.3525	0.3602	3	20	0.0933	0.1063
1/2	0.5000	13	0.4500	0.4084	0.4167	3	7	0.1257	0.1419
9/16	0.5625	12	0.5084	0.4633	0.4723	2	59	0.162	0.182

5/8	0.6250	11	0.5660	0.5168	0.5266	2	56	0.202	0.226
3/4	0.7500	10	0.6850	0.6309	0.6417	2	40	0.302	0.334
7/8	0.8750	9	0.8028	0.7427	0.7547	2	31	0.419	0.462
1	1.0000	8	0.9188	0.8512	0.8647	2	29	0.551	0.606
1 1/8	1.1250	7	1.0322	0.9549	0.9704	2	31	0.693	0.763
1 1/4	1.2500	7	1.1572	1.0799	1.0954	2	15	0.890	0.969
1 3/8	1.3750	6	1.2667	1.1766	1.1946	2	24	1.054	1.155
1 1/2	1.5000	6	1.3917	1.3016	1.3196	2	11	1.294	1.405
1 3/4	1.7500	5	1.6201	1.5119	1.5335	2	15	1.74	1.90
2	2.0000	4 1/2	1.8557	1.7353	1.7594	2	11	2.30	2.50
2 1/4	2.2500	4 1/2	2.1057	1.9853	2.0094	1	55	3.02	3.25
2 1/2	2.5000	4	2.3376	2.2023	2.2294	1	57	3.72	4.00
2 3/4	2.7500	4	2.5876	2.4523	2.4794	1	46	4.62	4.93
3	3.0000	4	2.8376	2.7023	2.7294	1	36	5.62	5.97

BIBLIOGRAFÍA

ACERÍAS DEL ECUADOR CA, ADELCA: Manual para Refuerzo Preformado
2003

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC. (FOUNDED 1921),
(ASIC) Manual of Steel Construction, 80ª Edición, N.Y 2002

BERNAL J, Hormigón Armado: Columnas, 1ª Edición, Editorial Nobuko, Buenos
Aires 2005

BOWLES J, Diseño en Acero Estructural 3ª Reimpresión, Edit. LIMUSA, México,
2002.

BROCKENBROUGH R, y MERRIT F, Structural Steel Designer's Handbook, 3ª
edición, Edit. McGraw-Hill, INC, New York, 2008

CAMARA DE LA CONSTRUCCIÓN DE QUITO, Agenda práctica del Constructor,
2004.

GARCIMARTIN M., Edificación Agroindustrial, Estructuras Metálicas, 2ª Edición,
Ediciones Mundi-Prensa, Madrid, 2000.

GONZÁLEZ O, Aspectos fundamentales del concreto reforzado, 4ª Edición, Edit.
LIMUSA, México, 2005

HIGDON A, OLSEN E, STILES W y WEESE J, Mecánica Aplicada a la Resistencia
de Materiales, 4ª Edición, Edit. CECOSA, Buenos Aires, 2002.

INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACIÓN INEN, Código Ecuatoriano de la Construcción, Norma, CPE INEN 5, Primera y Segunda Parte, Quito, 2004.

INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACIÓN INEN, Manual de Dibujo Técnico, 1ª Edición, Edit. Taller de Publicaciones, Quito 1980.

LARBURU N, Máquinas Prontuario, 6ª Edición, Edit. Paraninfo, España, 2004.

MARKS L (Comp.), Manual del Ingeniero Mecánico, 11ª Edición, Edit. McGraw – Hill Book Company, México, 2004

McCORMAC J, Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD, 3ª Edición, Edit. Alfaomega, México, 1991

MOTT R, Resistencia de Materiales Aplicada, 4ª Edición, Edit. Prentice Hall, México, 2003

NONNAST R, El Proyectista de Estructuras Metálicas, 22ª Edición, Edit Paraninfo, Madrid, 2003.

OBERG E, JONES F, HORTON H y RYFEEL H, 27th Edition Machinery's Handbook, Edit. Industrial Press Inc, 2008 NY

ORLOV P, Ingeniería de Diseño, 2ª Edición, Edit. MIR, Moscú, 1979.

PÁEZ A, Hormigón Armado, 1ª edición, Editorial Reverté S.A , Barcelona , 1986

PISARENKO G, Manual de Resistencia de Materiales, 1ª Edición, Edit Mir, Moscú 1995 .

SHIGLEY J y MISCHKE CH, Diseño en Ingeniería Mecánica, 7ª Edición (5ª Edición en español), Edit. McGRAW – HILL INTERAMERICANA DE MÉXICO, México, 2004.

SINGER F., Resistencia de Materiales, 2ª Edición, Edit. Harper and Row Publishers, Inc., NY, 2004.

YAMAGUCHI E, Basic theory of plates and elastic stability, structural engineering handbook, 1ª Edición, Edit. Chen Wai-Fah, BOCA RATON: CRC Press LLC, 2009

MAIZTEGUI J, Vigas de eje curvo, disponible en:

www.Scribd.com/doc/51723971/35

DUNUTY J, Vigas de eje curvo disponible en:

www.ing.unpl.edu.ar/aerom